

Vysoká škola báňská – Technická univerzita Ostrava
Fakulta stavební
Katedra konstrukcí staveb

TEXTOVÁ ČÁST

Návrh železobetonové konstrukce autosalonu **Design of reinforced concrete structure of cars showroom**

Student:

Bc. Petr Horký

Vedoucí diplomové práce:

Ing. Pavla Matečková, Ph.D.

Ostrava 2012

Místopřísežné prohlášení

Místopřísežně prohlašuji, že jsem tuto diplomovou práci včetně příloh zpracoval samostatně, pod vedením Ing. Pavly Matečkové, Ph.D. a uvedl jsem všechny použité podklady a literaturu.

V Ostravě

.....

podpis studenta

Prohlašuji, že:

- byl jsem seznámen s tím, že na moji diplomovou práci se plně vztahuje zákon č. 121/2000 Sb. – autorský zákon, zejména § 35 – užití díla v rámci občanských a náboženských obřadů, v rámci školních představení a užití díla školního a § 60 – školní dílo.
- беру на ве́домі́, že VŠB–TUO, má právo nevýdělečně ke své vnitřní potřebě diplomovou práci užít (§ 35 odst. 3 zákona č. 121/2000 Sb.)
- souhlasím s tím, že jeden výtisk diplomové práce bude uložen v Ústřední knihovně
- VŠB-TUO k prezenčnímu nahlédnutí a jeden výtisk bude uložen u vedoucího diplomové práce. Souhlasím s tím, že údaje o diplomové práci budou zveřejněny v informačním systému VŠB–TUO.
- bylo sjednáno, že s VŠB–TUO, v případě zájmu z její strany, uzavřu licenční smlouvu s oprávněním užít dílo v rozsahu § 12 odst. 4 autorského zákona.
- bylo sjednáno, že užít své dílo – diplomovou práci nebo poskytnout licenci k jejímu využití mohu jen se souhlasem VŠB-TUO, která je oprávněna v takovém případě ode mne požadovat přiměřený příspěvek na úhradu nákladů, které byly VŠB-TUO na vytvoření díla vynaloženy (až do jejich skutečné výše).
- беру на ве́домі́, že odevzdáním své práce souhlasím se zveřejněním své práce podle zákona č. 111/1987 Sb. o vysokých školách a o změně a doplnění dalších zákonů (zákon o vysokých školách), ve znění pozdějších předpisů, bez ohledu na výsledek její obhajoby.

V Ostravě

.....

podpis studenta

ANOTACE DIPLOMOVÉ PRÁCE

Bc. Petr Horký, Fakulta stavební, Katedra konstrukcí, VŠB – TU Ostrava 2012, 86 stran.

Diplomová práce, vedoucí Ing. Pavlína Matečková, Ph.D., VŠB – TU Ostrava.

Diplomová práce se zabývá návrhem nosné monolitické železobetonové konstrukce budovy, která je primárně určena pro provoz autosalonu. Cílem Diplomové práce je vypracovat projektovou dokumentaci nosné ŽB konstrukce a její statický posudek, který bude splňovat požadavky platných norem. Při návrhu budou využívány moderní materiály a progresivní technologie.

ANOTACE DIPLOMOVÉ PRÁCE

Bc. Petr Horký, Faculty of civil engineering, Department of structures, VŠB – TU Ostrava 2012, 86 pages.

Diploma thesis, supervisor Ing. Pavlína Matečková, Ph.D., VŠB – TU Ostrava.

This thesis deals with the design of monolithic reinforced concrete load-bearing structure of the building that is primarily been designed for Motor Show. Aim of this thesis is to develop project documentation supporting reinforced concrete structure and its static report, which will meet the requirements of the applicable standards. During the design will be used modern materials and progressive technology.

OBSAH

1. ÚVOD	8
2. POPIS OBJEKTU	9
2.1. Statistické údaje	9
2.2. Účel objektu a dispoziční řešení	9
2.3. Založení objektu	9
2.4. Nosná konstrukce objektu	10
2.5. Ostatní stavební konstrukce	13
3. POHLEDOVÝ BETON A JEHO TECHNOLOGIE	14
3.1. Bednění	14
3.2. Receptury pohledových betonů, jejich ukládání a ošetřování	15
4. VÝPOČTOVÝ MODEL NOSNÉ KONSTRUKCE	16
4.1. Metoda konečných prvků	16
4.2. Výpočtový 3D model	17
5. ZATÍŽENÍ	19
5.1. Zatížení vlastní tíhou	19
5.1.1. Nosná ŽB konstrukce	19
5.1.2. Zděný obvodový plášť	19
5.1.3. Prosklený obvodový plášť	19
5.1.4. Atika	20
5.1.5. Vnitřní nenosné příčky	20
5.1.6. ŽB monolitické schodiště	21
5.1.7. Podlaha 1. NP	21
5.1.8. Strop nad 1.NP	22
5.1.9. Strop nad 2.NP (střecha)	22
5.2. Užité zatížení	23
5.3. Zatížení sněhem na střeše	25
5.4. Zatížení větrem	26
5.4.1. Výpočet maximálního charakteristického dynamického tlaku	26
5.4.2. Zatížení dynamickým tlakem prostřednictvím obvodového pláště	28
5.4.3. Maximální charakteristické sání větru na střešní konstrukci	34

6.	VNITŘNÍ SÍLY V ŽB KONSTRUKCI.....	37
6.1.	Ohybové momenty na desce D1	38
6.1.1.	Ohybové momenty ve směru x.....	38
6.1.2.	Ohybové momenty ve směru y.....	39
6.2.	Ohybové momenty na desce D2	40
6.2.1.	Ohybové momenty ve směru x.....	40
6.2.2.	Ohybové momenty ve směru y.....	41
6.3.	Ohybové momenty na desce D3	42
6.3.1.	Ohybové momenty ve směru x.....	42
6.3.2.	Ohybové momenty ve směru y.....	43
6.4.	Ohybové momenty na základové desce D0.....	44
6.4.1.	Ohybové momenty ve směru x.....	44
6.4.2.	Ohybové momenty ve směru y.....	45
6.5.	Ohybové momenty na konstrukci schodiště	46
6.6.	Vnitřní síly v nosných sloupech	47
6.7.	Vnitřní síly ve stěnách ztužujícího jádra	49
6.7.1.	Ohybové momenty ve směru x.....	49
6.7.2.	Ohybové momenty ve směru y.....	49
6.7.3.	Normálové síly ve směru x a y.....	50
6.8.	Vnitřní síly v základových stěnách.....	51
6.9.	Dimenzační síla pro posouzení protlačení lokálně podepřených desek	52
7.	POROVNÁNÍ VÝSLEDKŮ MKP SE ZJEDNODUŠENOU METODOU	53
8.	DIMENZOVÁNÍ A POSOUZENÍ ŽB PRVKŮ NA MSÚ	57
8.1.	Deska D1	64
8.2.	Deska D2	65
8.3.	Deska D3	66
8.4.	Deska D0	67
8.5.	Schodiště a podesta.....	68
8.6.	Nosné sloupy	69
8.6.1.	Posudek slupu S1	69
8.7.	Stěny ztužujícího jádra	71

8.8. Základové stěny	74
8.9. Protlačení lokálně podepřených desek	75
9. POSOUZENÍ ŽB PRVKŮ NA MSP	82
9.1. Posouzení limitního průhybu na lokálně podepřené desce.....	82
10. ZALOŽENÍ OBJEKTU	83
11. ZÁVĚR.....	84
12. SEZNAMY.....	85
12.1. Literatura	85
12.2. Normy	85
12.3. Seznam výkresů	86

1. ÚVOD

V současnosti se ve velké míře rozvíjí navrhování betonových konstrukcí a to nejen prefabrikovaných montovaných, ale hlavně železobetonových monolitických. Tento rozvoj je způsoben vyvíjejícími se technologiemi, materiály, výpočtovými metodami, ale především rostoucími požadavky investorů na progresivitu konstrukce a architektonický dojem. Obrovská variabilita geometrie je největší premisou železobetonových konstrukcí pro jejich využívání. Také dostupnost surovin pro výrobu velmi kvalitních betonů je více než dostačující. Vlastnosti jako trvanlivost, mechanická odolnost, požární odolnost a snadná zpracovatelnost pak jen podtrhují důvody hojného využívání tohoto materiálu.

S obrovskou tvarovou variabilitou betonových konstrukcí však vyvstává spousta problémů při navrhování. Složité konstrukční detaily pak vyžadují zvýšenou pozornost při jejich dimenzování a posuzování. Obecná pravidla a zásady pro navrhování popsané v normách, skriptech a odborných publikacích však velmi často nedokážou postihnout veškeré problémy, které inženýra při dimenzování potkají. Právě proto je projektant nucen vyvíjet obrovské úsilí, aby navrhl konstrukci hospodárnou a hlavně dlouhodobě spolehlivou. Toto nesmí mladého inženýra zabývajícího se betonovými konstrukcemi odradit, ale naopak to pro něj musí být výzvou, se kterou se bude chtít v průběhu své kariéry vypořádávat.

Z výše uvedených důvodů je tématem mé diplomové práce komplexní návrh železobetonové monolitické stavby, při kterém si alespoň částečně osvojím dovednost navrhování nejčastěji používaných konstrukčních železobetonových prvků.

2. POPIS OBJEKTU

2.1. Statistické údaje

• Zastavěná plocha	1024 m ²
• Obestavěný prostor	11 878 m ³
• Podlahová plocha	1949 m ²
• Objem betonu v nosné konstrukci	1176 m ³

2.2. Účel objektu a dispoziční řešení

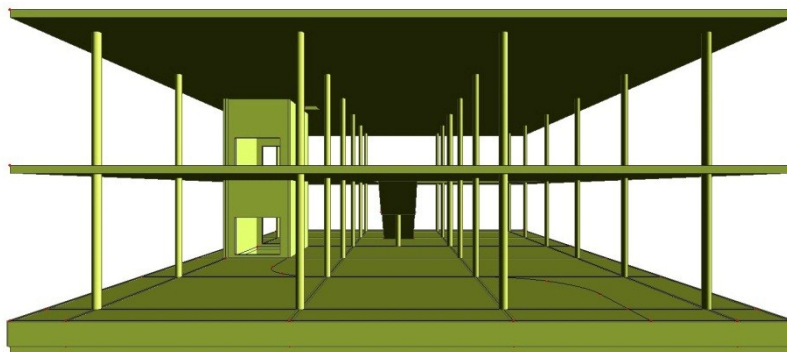
Objekt je navržen za účelem využití jako autosalon. V budově budou vystaveny osobní automobily a dále bude využívána k nejrůznějším akcím spojený s provozem autosalonu.

V 1. NP se kromě výstavních ploch nachází dílna, kancelář a sociální zázemí jak pro zaměstnance, tak pro zákazníky. V 2. NP se nachází pouze výstavní plochy. Příjezd vozidel do objektu je umožněn garážovými vraty přes dílnu v 1. NP. Přemístění vozidel do 2. NP je zajištěno nákladním výtahem, jenž je opatřen v obou NP oboustranným výjezdem. ŽB výtahová šachta je navržena podle technických údajů poskytnutých výrobcem zdvihacího zařízení. Pro vertikální pohyb osob po objektu je navrženo ŽB schodiště s podestou, které prochází galerií ve stropní konstrukci nad 1. NP. Střecha objektu je přístupná pouze pro údržbu a to výlezem z 2. NP.

2.3. Založení objektu

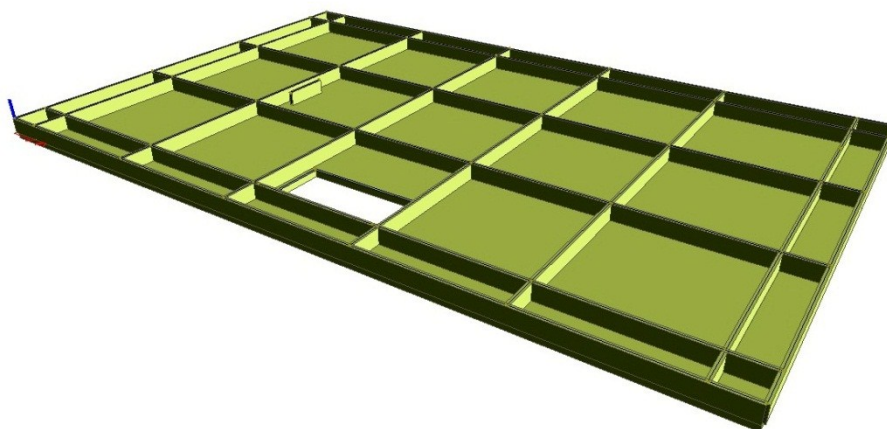
Objekt je založen na krabicové desce, která je tvořena spodní základovou deskou, základovými stěnami a deskou podlahy 1. NP. Základové stěny jsou umístěny jak v podélném, tak i příčném směru a v místě jejich křížení jsou do nich vetknuty nosné sloupy. Touto základovou konstrukcí prostupuje také ztužující jádro (výtahová šachta). Celá základová konstrukce je provedena na podkladní vrstvě betonu a opatřena hydroizolací jak spodní, tak i obvodových částí.

2.4. Nosná konstrukce objektu



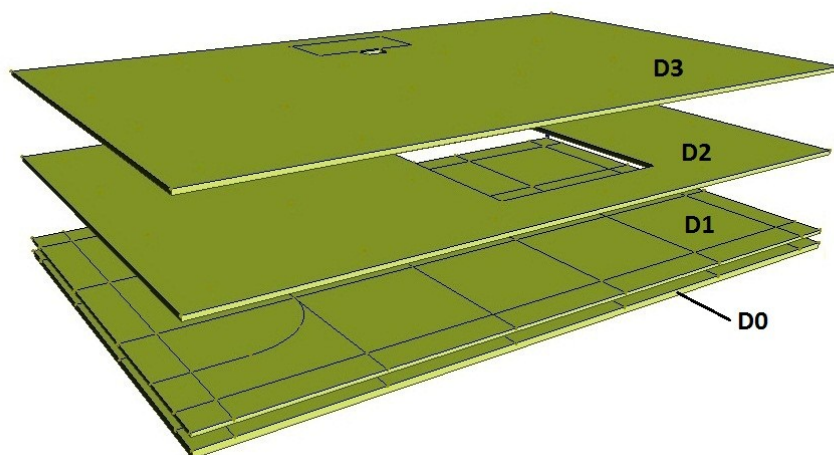
obrázek 2.01

Nosná konstrukce je tvořena z betonu C30/37 a ocelové výztuže B500B. Stropy v 1. a 2. NP a především všechny sloupy jsou navrženy z pohledového betonu. Založení objektu je provedeno krabicovým základem tvořeným dvěma deskami, mezi kterými jsou navrženy základové stěny tloušťky 200 mm a výšky 500 mm. Tyto stěny rámově spolupůsobí s deskami D0 a D1, nejsou však dimenzovány jako rošt. Jsou znázorněny na obrázku 2.02.



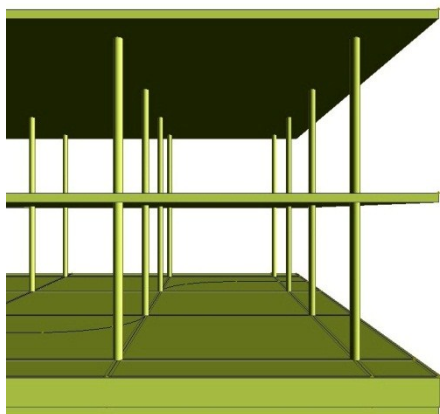
obrázek 2.02

Horizontální konstrukce jsou tvořeny základovou deskou D0 působící jako spodní deska krabicového základu, deskou D1 působící jako horní deska krabicového základu a lokálně podepřenými deskami D2 a D3. Deska D0 je navržena tloušťky 350 mm, D1 200 mm, D2 a D3 pak 250 mm tlusté. Jejich popis je na obrázku 2.03. V desce D2 je navržen otvor sloužící jako prostup pro schodiště a jako galerie.

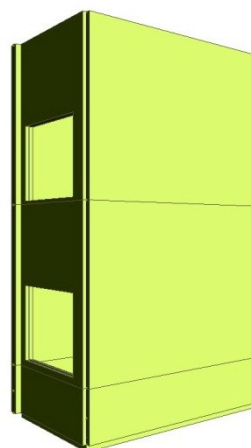


obrázek 2.03

Mezi vertikální nosné konstrukce v objektu patří sloupy, stěny ztužujícího jádra a schodiště. V celé konstrukci jsou dimenzovány tři druhy sloupů. Sloupy S1 jsou běžné sloupy podepírající stropy v obou podlažích o výšce 5,0 m, S2 je sloup podepírající podestu schodiště vysoký 2,55 m a S3 je průběžný sloup přes obě podlaží vysoký 10,0 m, podepírající střešní konstrukci. Všechny sloupy jsou navrženy kruhového průřezu o průměru 350 mm.



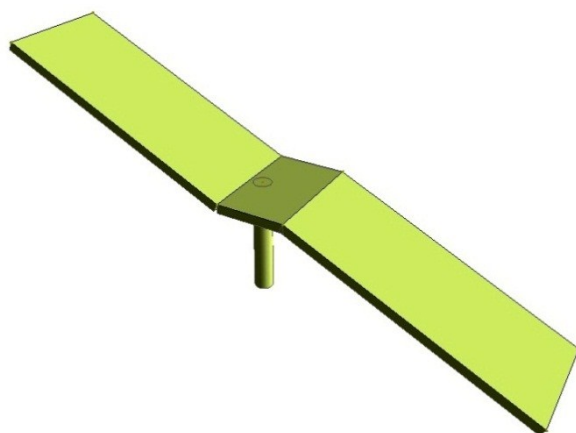
obrázek 2.04



obrázek 2.05

Ztužující jádro tvoří železobetonové stěny, některé s otvorem, do kterých jsou po obvodě vetknuty stropní desky. Toto jádro slouží také jako výtahová šachta a je kvůli požadavkům výrobce zdvihacího zařízení protaženo až pod základovou desku D0 na kótu - 1,500 m.

Schodiště se skládá ze dvou přímých ramen šířky 2,5 m a podesty. Tloušťka nosné konstrukce schodiště a podesty je pak 200 mm. Konstrukce je na obou koncích vetknuta do železobetonových desek.



obrázek 2.06

Rozdělení objektu na dilatační celky není nutné, neboť rozměry vyhovují podmínkám [9]. Tedy délka objektu je 40 m a ztužující jádro se nachází uprostřed. Požadavky normy na maximální rozměry konstrukce bez dělení na dilatační celky jsou uvedeny v tabulce 2.01.

Druh konstrukce		Maximální délka l_{dil} [m] při nosné konstrukci.			
		monolitické		montované	
		chráněné ¹⁾ 2)	nechráněné	chráněné ¹⁾ 2)	nechráněné
Skeletové konstrukce se ztužujícími prvky ³⁾	uprostřed dilatačního celku ⁴⁾	54	36	60	42
	na jednom konci dilat. celku	42	27	45	30
	v mezilehlé poloze	podle vztahů (7.1), popř. (7.2)			
	na obou koncích dilat. celku	33	21	36	27
	na dvou a více místech dilatačního celku	podle vztahů (7.3), popř. (7.4)			

tabulka 2.01

2.5. Ostatní stavební konstrukce

Vnitřní nenosné příčky

Vnitřní příčky jsou navrženy z plynosilikátových tvárnic YTONG P2 – 400 o tloušťkách 150 mm a 200 mm. Povrchovou úpravu těchto příček bude tvořit lepicí stěrka s výztužnou sklolaminátovou sítí, na kterou bude provedena štuková omítka nebo keramický obklad.

Podlahy

Skladby obou podlah jsou navrženy tak, aby umožnily pohyb osobních vozidel po objektu. V 1. NP je na ŽB desce provedena hydroizolace, na které je pak navržena těžká plovoucí podlaha tvořená tepelnou izolací z vysokozátěžového XPS, cementovým potěrem s výztužnou ocelovou sítí a velkoplošnou keramickou dlažbou.

Obvodový plášť

Obvodový plášť je v 1.NP z části zděný, ve zbytku objektu pak prosklený. Zděný obvodový plášť je tvořen vyzdívkou z pórobetonových tvárnic YTONG P2 – 400 o tloušťce 250 mm, tepelnou izolací z minerální vlny a svrchním pláštěm z vlnitého plechu na nosném roštu. Vnitřní povrchovou úpravu tvoří lepicí stěrka s výztužnou sítí, na níž je provedena štuková omítka. Prosklený obvodový plášť je tvořen nosným roštem, ve kterém jsou uloženy skleněné výplně. Tento rošt je kotven do nosných železobetonových stropních desek po jejich obvodu.

Střecha

Železobetonová deska tvoří nosnou konstrukci jednoplášťové střechy s inverzní skladbou. Na železobetonové desce je provedena spádová vrstva betonu ke střešním vpustím. Na spádové vrstvě je navržena hydroizolace, dále pak drenážní vrstva, tepelná izolace XPS, separační vrstva a nakonec stabilizační vrstva v podobě kamenného kačírku. Inverzní skladba střechy způsobuje příznivější průběh parciálních tlaků vodní páry uvnitř konstrukce, čímž snižuje možnost kondenzace oproti klasickým jednoplášťovým střechám. Voda bude sváděna podtlakovými střešními vpustěmi, které umožňují odvodnění velkých ploch prostřednictvím odvodňovacího potrubí poměrně malého průměru.

3. POHLEDOVÝ BETON A JEHO TECHNOLOGIE

Definice pohledového betonu je poněkud nejednoznačná, avšak lze zjednodušeně říci, že se jedná o betonové prvky, které po odbednění neopatřujeme žádnou další povrchovou úpravou, ani při maximálních nárocích na vizuální efekt. V minulosti bylo budováno množství betonových staveb bez povrchové úpravy především v exteriéru. Jednalo se hlavně o panelové domy, jež svým vzhledem dodnes pobuřují řadu lidí. V těchto případech však nelze hovořit o pohledovém betonu v pravém slova smyslu. Až v průběhu devadesátých let dochází, s příchodem kvalitních materiálů a nových technologií, k masivnějšímu rozšíření pohledového betonu, tentokrát již s vizuálním efektem na vysoké úrovni. Nejedná se tedy již o materiál sloužící jako nejlevnější varianta výstavby, ale o materiál, který je pro své vlastnosti vyhledáván architekty a designery a stal se jakousi známkou luxusu. Nejčastěji se v současnosti používá pohledový beton s více či méně dokonale hladkou povrchovou úpravou, avšak neopomenutelné jsou i povrchy vytvořené otiskem formy či bednění, povrchy opracované v měkkém či ztvrdlém stavu a nejrůznější variace z barevného betonu.

3.1. Bednění

Bednění vytváří tvar monolitických konstrukcí a je nejpodstatnějším prvkem, který ovlivňuje výsledný povrch pohledového betonu. Proto by mu měla být věnována největší pozornost a již při tvorbě výkresové dokumentace je nutné zvážit, jaký typ bednění bude navržen. Také ekonomická hlediska v souvislosti s bedněním jsou velmi významná. Pokud lze při vybedňování konstrukce použít systémové bednění jsou náklady mnohem nižší než při zhotovování individuálních dílců. Největší vliv na výsledný vzhled má plášť bednění a vhodně zvolený separační prostředek nutný pro snadné odbedňování. Nemenší pozornost je nutno věnovat utěsnění bednění a jeho čistotě, tuhosti a průhybům bednění a také vložkám určeným ke sražení hran.

3.2. Receptury pohledových betonů, jejich ukládání a ošetřování

Čerstvý beton musí mít takové vlastnosti, aby jej bylo možno snadno ukládat do bednění jednotlivých částí, nesmí však při hutnění segregovat a sedimentovat. Tyto vlastnosti betonu závisí především na podílu jemných částic a vodním součiniteli. Hlavní doporučené zásady uvedené v [1] jsou následující. Používání portlandských cementů a těžného kameniva. Pro standardně vibrované betony s kamenivem do 16 mm by podíl jemných částic pod 0,25 mm, včetně cementu, neměl přesáhnout 550 kg/m^3 . Pro samozhutnitelné betony pak nemá tento podíl přesáhnout 650 kg/m^3 . Vodní součinitel w/c má být maximálně 0,55 a v průběhu betonáže se dále nesmí měnit, protože by to mohlo způsobit rozdíly ve výsledných odstínech. Musí se dodržovat a kontrolovat určená konzistence betonu a při nejnižším možném množství záměsové vody tuto korigovat přidáním superplastifikátorů.

Při ukládání betonu nesmí docházet k jeho rozmísění, proto je nutné omezit výšku volného pádu betonové směsi a průběžně vibrovat po vrstvách vysokých maximálně 0,5 m. Samozhutnitelné betony se hutní působením vlastní tíhy. Právě použitím samozhutnitelných betonů dosahujeme vynikající kvality pohledových betonů. Vibrování ponorným vibrátorem u vysokých prvků má probíhat buď kontinuálně se stále ponořeným vibrátorem, nebo po vrstvách, kdy vibrátor musí proniknout minimálně 100 mm do dříve uložené vrstvy.

Ošetřování pohledového betonu je obdobné jako u betonů obyčejných, avšak je nutno jej provádět velmi důkladně a v průběhu výstavby stále stejně.



obrázek 3.01

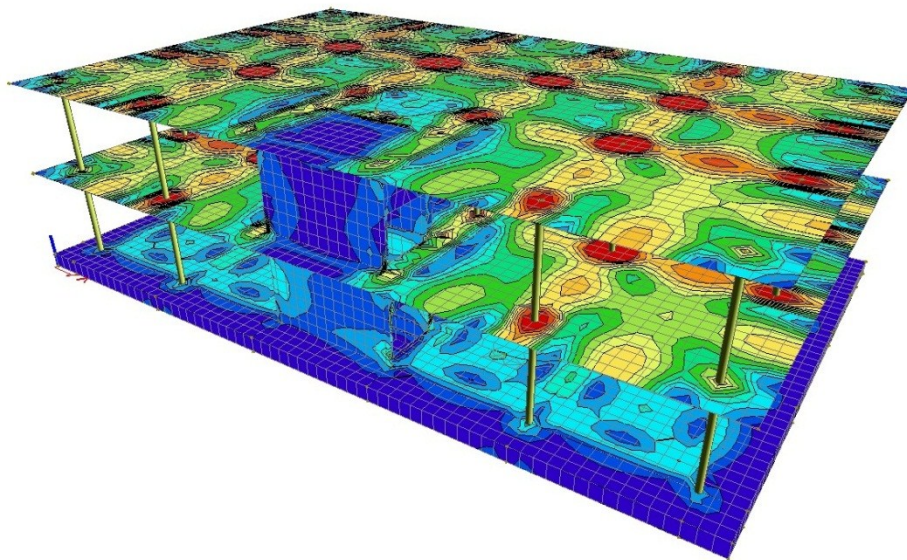
4. VÝPOČTOVÝ MODEL NOSNÉ KONSTRUKCE

Vnitřní síly v konstrukci budou vypočteny pomocí softwaru Scia Engineer 2009 pracujícího na základě metody konečných prvků. Software je vybaven velmi příjemným uživatelským prostředím a umožňuje vytváření 3D modelu konstrukce. Taktéž vytvoření okrajových podmínek a zatížení modelu lze provést bez větších obtíží. Grafický výstup výsledků je velmi přehledný a lze tedy velmi snadno najít extrémní potažmo dimenzační hodnoty vnitřních sil.

4.1. Metoda konečných prvků

Metoda konečných prvků (MKP) je v současnosti nejpoužívanější a nejefektivnější způsob výpočtu vnitřních sil a deformací pro dimenzování stavebních konstrukcí. Historie této metody sahá až do 40. let 20. století. K masovějšímu rozšíření MKP dochází až se zdokonalením výpočetní techniky. MKP převádí řešený problém na soustavy rovnic, pro které hledá jednotlivé neznámé. Při správném modelování lze dosáhnout extrémně přesných výsledků. Přesnost výsledků výrazně závisí na zvolené velikosti konečného prvku. Čím menší konečný prvek je zvolen, tím přesnějších hodnot lze dosáhnout. Je tedy nutné najít kompromis mezi velikostí konečného prvku a náročností výpočtu, protože ani nejmodernější výpočetní technika nedokáže provést výpočet v reálném čase. MKP má i své nedostatky a to konkrétně zkreslování výsledků v místě zlomů, skokových změn vlastností a především při působení bodových sil. Paradoxně zmenšováním konečného prvku se toto zkreslení zvětšuje až do nekonečna. Například při působení bodové síly na jeden konečný prvek vypočteme hodnotu napětí jako podíl síly ku ploše konečného prvku. Zmenšuje-li se velikost konečného prvku, roste zároveň napětí. Tato problematika je řešena buď softwarově, nebo se s problémem musí vypořádat projektant sám. Extrémní špičky se dají redistribuovat nebo se mohou vymazat nejvyšší hodnoty na určité ploše. Z výše uvedeného vyplývá, že je nutné mít o počítané problematice určité znalosti a že nelze bezmezně důvěřovat výsledkům. Každý výsledek by měl být přehodnocen projektantem minimálně na základě jeho vlastní zkušenosti, nebo lépe porovnáním s výsledky některé ze zjednodušených výpočtových metod [3]. V této diplomové práci jsou výsledky MKP ověřeny v kapitole 7.

4.2. Výpočtový 3D model



obrázek 4.01

Jak již bylo uvedeno 3D model byl vytvořen v softwaru Scia Engineer 2009. Byly použity prvky typu deska 80, stěna 90 a sloup 100. Výpočet pak proběhl v módu skořepina. Jako materiál byl zadán beton C30/37. Prvkům byla nastavena přesná geometrie a umístění v souřadném systému. Protože je konstrukce monolitická a všechny prvky jsou k sobě rámově připojeny, bylo toto nastavení aplikováno i do výpočtového modelu.

Zvýšená pozornost byla věnována i velikosti konečného prvku. Nejprve byl vyzkoušen prvek velikosti 1,0 m. Při tomto nastavení počítač řešil 26 880 rovnic a výpočet trval 50 s. Výsledky však nebyly pro dimenzování příliš vhodné, protože v některých místech vytvářely nereálné obrazce vnitřních sil. Jako druhá varianta byl nastaven prvek velikosti 0,1 m. U této varianty počítač řešil 2 648 242 rovnic v čase 58 minut. Výsledky byly velmi reálné a pravděpodobně i přesné, ale jak již bylo popsáno v kapitole 4.1., objevilo se mnoho lokálních zkreslení způsobených velmi malou velikostí konečného prvku. Extrémy vnitřních sil na deskách přímo nad sloupem a v rozích stěn ztužujícího jádra nabývaly řádově vyšších hodnot než by se dalo očekávat. Navíc čas výpočtu byl příliš dlouhý. Poslední variantou byl konečný prvek s velikostí 0,6 m. Konstrukce svými hlavními rozměry odpovídá n-násobku velikosti konečného prvku a proto i jejich síť především v okolí sloupů byla velmi pravidelná. Procesor

pak řešil 71 340 rovnic v čase necelé 2 minuty. Výsledky pak byly velmi reálné a velikost zkreslení v místě singularit nebyly zdaleka tak extrémní jako při konečném prvku 0,1 m.

I přes tyto velmi příznivé výsledky bylo nutné extrémy především při zobrazení vnitřních sil nad podporami redukovat na reálné hodnoty. Tato redukce je reálná minimálně z důvodu, že sloupová podpora není bodová, nýbrž má jistou plochu (průměr sloupu je 350 mm). Další vlastností modelu je, že v jisté vzdálenosti od singularity jsou už výsledky víceméně nezávislé na velikosti konečného prvku.

Vzdálenost, do které se bude extrém nad sloupovou podporou (dimenzační záporný ohybový moment v obou směrech desky) redukovat byla stanovena jako obvod vzdálený od líce podpory o účinnou výšku průřezu. Takto redukovaná hodnota je porovnána v kapitole 7.1. s výsledky dosaženými výpočtem zjednodušenou metodou.

Okrajové podmínky při modelování jsou spojeny se založením objektu. Konstrukce je uvažována na podloží charakterizující běžné typy základových půd. Model podloží je nastaven jako Pasternakův, kde charakteristickými veličinami jsou tuhosti podloží C . Hodnota C je navržena 50 MN/m^3 . Tato hodnota reprezentuje jak středně uhlé písků a štěrky, tak i hlinité půdy.

5. ZATÍŽENÍ

5.1. Zatížení vlastní tíhou

5.1.1. Nosná ŽB konstrukce

Toto zatížení určuje geometrie konstrukce, kterou reprezentuje 3D model a je automaticky započítána ve výpočtovém softwaru Scia Engineer 2009.

5.1.2. Zděný obvodový plášť

Zděný obvodový plášť se nachází jen v 1. NP a svým působením zatěžuje desku D1 po jejím obvodu. Zděný plášť je tvořen vyzdívkou z pórobetonových tvárnice YTONG P2 – 400 o tloušťce 250 mm, tepelnou izolací a svrchním pláštěm z vlnitého plechu na nosném roštu. Celková velikost zatížení g_k zděným obvodovým pláštěm je stanovena v tabulce 5.01.

Zatížení vlastní tíhou - zděný obvodový plášť					
Skladebná vrstva	Tl. vrstvy [mm]	Měr. tíha γ_k [kN/m ³]	Pl. tíha g_k [kN/m ²]	Zat. výška [m]	Lin. tíha g_k [kN/m]
Vnější plášť	-	-	0,70	4,75	3,33
Tepelná izolace	150	0,7	0,11	4,75	0,50
Zdivo YTONG	250	4	1,00	4,75	4,75
Povrchová úprava	5	18	0,09	4,75	0,43
Zatížení celkem					9,00

tabulka 5.01

5.1.3. Prosklený obvodový plášť

Celoprosklená část obvodového pláště je kotvena po obvodu do nosných ŽB desek. Zatížení je modelováno jako liniové a je umístěno na okraji nosných desek. Tíhu pláště jednotlivých podlaží nese vždy nosná horizontální konstrukce pod tímto podlažím. Hodnota liniového zatížení g_k je na základě údajů poskytnutých výrobcem stanovena v tabulce 5.02.

Zatížení vlastní tíhou - prosklený obvodový plášť			
Skladebná vrstva	Plošná tíha g_k [kN/m ²]	Zatěžovací výška [m]	Liniová tíha g_k [kN/m]
Skleněný plášť	0,60	5	3,00
Zatížení celkem			3,00

tabulka 5.02

5.1.4. Atika

Po obvodě střešní desky je navržena atika, jejíž nosná ŽB část je monoliticky spojená s nosnou konstrukcí střechy. Rozměry atiky jsou: šířka 200 mm a výška 400 mm. Zatížení je modelováno jako liniové a působí přímo na nosnou konstrukci střechy. K zatížení ŽB části atiky je nutné připočítat hodnotu reprezentující klempířské výrobky, tepelnou izolaci a ostatní povrchové úpravy. Velikost tohoto přídatku je zvolen odhadem a to 0,7 kN/m. Celková velikost zatížení g_k atikou je stanovena v tabulce 5.03. Toto zatížení je obdobným způsobem umístěno i okolo výlezu v ploše střechy.

Zatížení vlastní tíhou - atika			
Skladebná vrstva	Rozměr [mm x mm]	Měrná tíha γ_k [kN/m ³]	Liniová tíha g_k [kN/m]
Vnější plášť	200x400	25	2,00
Povrchové úpravy	-	-	0,70
Zatížení celkem			2,70

tabulka 5.03

5.1.5. Vnitřní nenosné příčky

Vnitřní příčky se nacházejí pouze v 1. NP a jsou provedeny z tvárnice YTONG P2 – 400 o tloušťkách 150 mm a 200 mm. Povrchovou úpravu tvoří lepicí stěrka s výztužnou sítí doplněná o štuk nebo keramický obklad. Vnitřní příčky nelze díky jejich rozměrům a hmotnosti uvažovat jako přemístitelné podle [5]. Příčky Tloušťky 200 mm jsou modelovány jako liniové zatížení v ose svého působení. Hodnota liniového zatížení je vypočtena v tabulce 5.04. Zatížení příčkami tloušťky 150 mm pak bude pro výpočet reprezentovat zvýšená hodnota užitého zatížení viz. kapitola 5.2.

Zatížení vlastní tíhou - vnitřní příčka 200 mm					
Skladebná vrstva	Tl. vrstvy [mm]	Měr. tíha γ_k [kN/m ³]	Pl. tíha g_k [kN/m ²]	Zat. výška [m]	Lin. tíha g_k [kN/m]
Povrchová úprava	5	18	0,09	4,75	0,43
Zdivo YTONG	200	4	0,80	4,75	3,80
Povrchová úprava	5	18	0,09	4,75	0,43
Zatížení celkem					4,66

tabulka 5.04

5.1.6. ŽB monolitické schodiště

Schodiště, včetně jednotlivých schodišťových stupňů, je navrženo jako monolitické. Jelikož objem schodišťových stupňů není zohledněn v geometrii 3D modelu je nutné toto zatížení dopočítat a do výpočtu dosadit. Nášlapná vrstva je tvořena keramickou dlažbou. Výpočet vlastní tíhy nadbetonovaných schodišťových stupňů včetně nášlapné vrstvy šikmé části po její délce je určeno vztahem 5.01.

$$g_k = \frac{\frac{b_s \cdot h_s}{2} \cdot \gamma_c}{\sqrt{b^2 + h_s^2}} \quad (5.01)$$

kde:

b_s šířka schodišťového stupně
 h_s výška schodišťového stupně
 γ_c objemová tíha železobetonu

$$g_k = \frac{\frac{0,32 \cdot 0,153}{2} \cdot 25}{\sqrt{0,32^2 + 0,153^2}} = 1,73 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-2}$$

Výpočet vlastní tíhy nášlapné vrstvy podesty:

$$g_k = h_{np} \cdot \gamma = 0,1 \cdot 25 = 2,5 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-2} \quad (5.02)$$

5.1.7. Podlaha 1. NP

Skladba podlahy a její zatížení vlastní tíhou jsou uvedeny v tabulce 5.05.

Zatížení vlastní tíhou - podlaha 1. NP			
Skladebná vrstva	Tloušťka vrstvy [mm]	Měrná tíha γ_k [kN/m ³]	Plošná tíha g_k [kN/m ²]
Keramická dlažba	15	18	0,27
Cementový potěr	65	23	1,50
Tepelná izolace	120	0,4	0,05
Hydroizolace	10	12	0,12
Zatížení celkem			1,93

tabulka 5.05

5.1.8. Strop nad 1.NP

Stropní konstrukce nad 1. NP není zatížena pouze skladbou podlahy ve 2. NP, ale i instalacemi a případně podhledem pod konstrukcí samotnou. Celková hodnota zatížení včetně skladby podlahy je uvedena v tabulce 5.06.

Zatížení vlastní tíhou - strop nad 1. NP			
Skladebná vrstva	Tloušťka vrstvy [mm]	Měrná tíha γ_k [kN/m ³]	Plošná tíha g_k [kN/m ²]
Keramická dlažba	15	18	0,27
Cementový potěr	65	23	1,50
Separační vrstva	20	2	0,04
Podhled a instalace	-	-	0,50
Zatížení celkem			2,31

tabulka 5.06

5.1.9. Strop nad 2.NP (střecha)

Stropní konstrukce nad 2. NP tvoří střechu objektu. Proto ji zatěžuje skladba střechy a také podhled a instalace pod konstrukcí samotnou. Celková hodnota zatížení včetně skladby střechy je uvedena v tabulce 5.06.

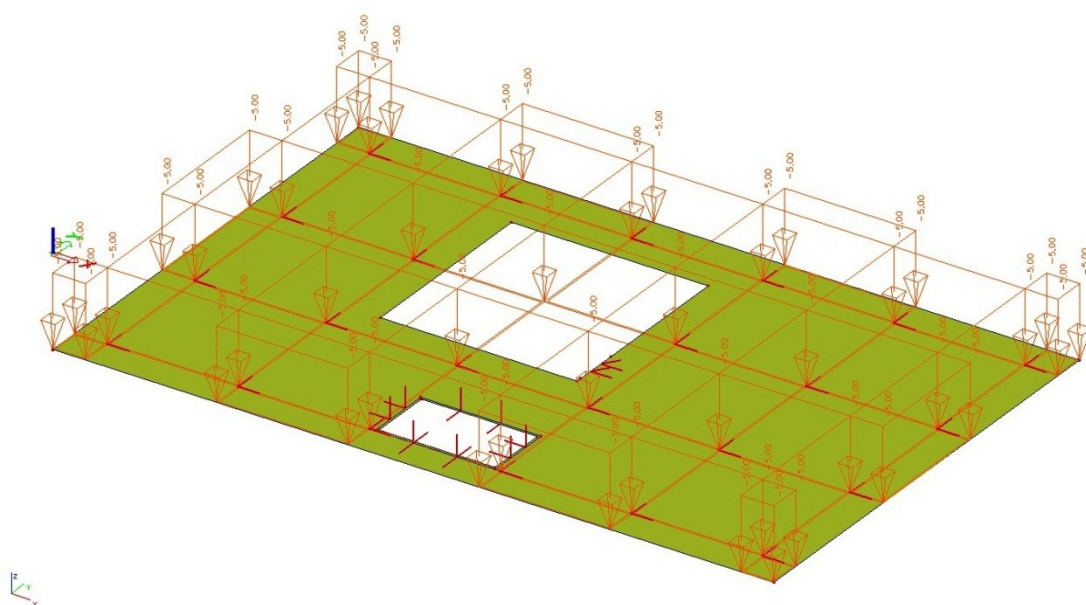
Zatížení vlastní tíhou - strop nad 2. NP (střecha)			
Skladebná vrstva	Tloušťka vrstvy [mm]	Měrná tíha γ_k [kN/m ³]	Plošná tíha g_k [kN/m ²]
Stabilizační násyp	70	16	1,12
Tepelná izolace XPS	260	0,4	0,10
Hydroizolace	12	12	0,14
Spádová vrstva	50	20	1,00
Podhled a instalace	-	-	0,50
Zatížení celkem			2,87

tabulka 5.07

5.2. Užiténé zatížení

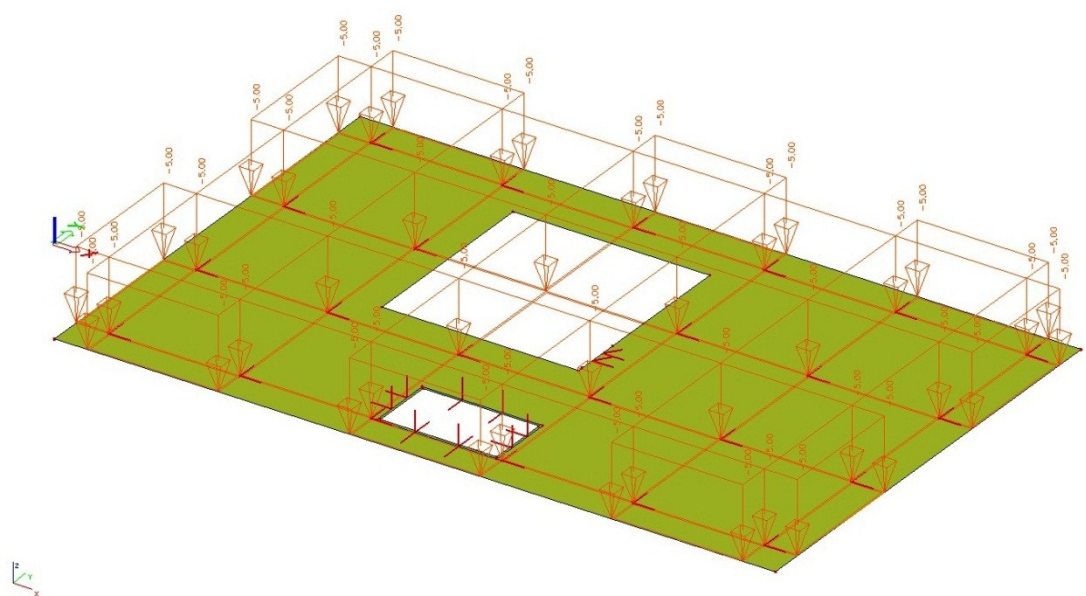
Užitečné zatížení je uvažováno prostřednictvím vystavovaných osobních vozidel a pohybem lidí. Kategorie ploch pro zatížení vozidly je podle [5] kategorie F, čili zatížení vyvozují lehká vozidla do celkové tíhy 30 kN. Hodnota q_k pro kategorii ploch F je pak volena v rozmezí 1,5 až 2,5 kN/m². Zatížení nápravovými tlaky pro posouzení lokálních účinků volíme 10 až 20 kN na nápravu. Zatížení pohybem osob pak na základě požadavků investora charakterizuje kategorie C5 podle [5], čili zatížení s možnou vysokou koncentrací lidí. Toto zatížení je voleno v rozmezí 5,0 až 7,5 kN/m². V tomto případě je zvolena hodnota 5,0 kN/m². Z výše uvedeného je patrné, že zatížení vozidly nemá v žádném ze zatěžovacích stavů rozhodující vliv pro dimenzování nosné konstrukce. Taktéž posuzování lokálních účinků nápravových tlaků nemá v tomto případě pro dimenzování význam. Zatěžování je proto provedeno podle kategorie C5, tedy $q_k = 5,0 \text{ kN/m}^2$. Na ploše v 1. NP, kde se nacházejí kancelářské prostory a sociální zařízení, čili kategorie B kde $q_k = 3,0 \text{ kN/m}^2$, uvažujeme zvýšenou hodnotu zatížení $q_k = 5,0 \text{ kN/m}^2$, což velmi konzervativně kompenzuje vlastní tíhu umístěných příček. Tato varianta také umožňuje případnou budoucí změnu dispozice. Rozmístění užiténého zatížení je zvoleno následovně: na každé ze dvou desek zatížených užiténým zatížením je uvažováno spojitě zatížení po celé ploše desky a dvě navzájem inverzní šachovnicová zatížení působící na všechna pole desky. Šachovnicová zatížení stropní desky nad 1. NP jsou graficky znázorněna na obrázcích 5.01 a 5.02. Obdobně pak je zatížena i podlaha v 1. NP. Na schodišti je taktéž uvažováno zatížení podle kategorie C5. Střešní konstrukce není navržena pro běžný pohyb osob, proto užiténé zatížení na této neuvažujeme.

Šachovnicové zatížení stropní desky nad 1. NP – varianta 1



obrázek 5.01

Šachovnicové zatížení stropní desky nad 1. NP – varianta 2



obrázek 5.02

5.3. Zatížení sněhem na střeše

Jedná se o plochou střechu s atikou bez vyvýšených ploch, jež by bylo nutno zohlednit ve výpočtu zatížení sněhem. Toto zatížení je vypočteno dle požadavků [6].

Charakteristická hodnota zatížení sněhem

$$s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k \quad (5.03)$$

kde:

μ_i	tvarový součinitel pro uspořádání nenavátým a navátým sněhem
C_e	součinitel expozice
C_t	tepelný součinitel
s_k	charakteristická hodnota zatížení sněhem na zemi

Součinitel expozice pro normální typ krajiny je roven 1,0 a tepelný součinitel pro izolovanou střechu je také roven 1,0. Hodnota tvarového součinitele pro plochou střechu je 0,8. Charakteristická hodnota zatížení sněhem byla stanovena z mapy sněhových oblastí ČR (sněhová oblast II) a konzervativně zvýšena na hodnotu sněhové oblasti III, kde $s_k = 1,5 \text{ kN/m}^2$.

Dosazení do vztahu 5.03:

$$s = 0,8 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,5 = 1,2 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-2}$$

Zatížení sněhem na poklop střešního průlezu je přepočteno na liniové zatížení působící na jeho okraji.

5.4. Zatížení větrem

Zatížení větrem je provedeno podle [7].

5.4.1. Výpočet maximálního charakteristického dynamického tlaku

Základní rychlost větru

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} \quad (5.04)$$

kde:

$v_{b,0}$ výchozí základní rychlost větru (určená z mapy větrných oblastí ČR)

c_{dir} součinitel směru větru

c_{season} součinitel ročního období

Pro běžné případy platí: $c_{dir} = 1,0$ a $c_{season} = 1,0$

Dosazení do vztahu 5.04:

$$v_b = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 25,0 = 25,0 \text{ m} \cdot \text{s}^{-1}$$

Referenční výška

$$z_e = h + h_p \quad (5.05)$$

kde:

h výška budovy

h_p výška atiky

Dosazení do vztahu 5.05:

$$z_e = 10,0 + 0,4 = 10,4 \text{ m}$$

Součinitel drsnosti terénu

$$c_r(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad (5.06)$$

kde:

z_0 parametr drsnosti terénu

k_r součinitel terénu

Konzervativně volíme kategorii terénu II (terén s nízkou vegetací a osamělými překážkami), pro kterou: $z_0 = 0,3$ a $z_{0,II} = 0,05$

$$k_r = 0,19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0,07} \quad (5.07)$$

Dosazení do vztahu 5.07:

$$k_r = 0,19 \cdot \left(\frac{0,3}{0,05}\right)^{0,07} = 0,215$$

Dosazení do vztahu 5.06 :

$$c_r(z) = 0,215 \cdot \ln\left(\frac{10,4}{0,3}\right) = 0,762$$

Střední rychlost větru

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_o(z) \cdot v_b \quad (5.08)$$

kde:

$c_o(z)$ součinitel orografie ($c_o(z) = 1,0$)

Dosazení do vztahu 5.08:

$$v_m(z) = 0,762 \cdot 1,0 \cdot 25,0 = 19,05 \text{ m} \cdot \text{s}^{-1}$$

Intenzita turbulence

$$l_v(z) = \frac{k_I}{c_o(z) \cdot \ln(z/z_0)} \quad (5.09)$$

kde:

k_I součinitel turbulence

Dosazení do vztahu 5.09:

$$l_v(z) = \frac{1,0}{1,0 \cdot \ln(10,4/0,3)} = 0,282$$

Maximální charakteristický dynamický tlak

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot l_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z) \quad (5.10)$$

kde:

ρ měrná hmotnost vzduchu

Dosazení do vztahu 5.10 získáme maximální hodnotu charakteristického dynamického tlaku:

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot 0,282] \cdot \frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 19,05^2 = 675 \text{ N} \cdot \text{m}^{-2} = \mathbf{0,68 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-2}}$$

5.4.2. Zatížení dynamickým tlakem prostřednictvím obvodového pláště

Přenesení zatížení dynamického tlaku větru je uskutečněno obvodovým pláštěm do nosných ŽB desek. Zatížení je modelováno jako liniové a jeho umístění je zvoleno horizontálně po obvodu stropních respektive základové desky. Grafické znázornění liniového zatížení větrem na deskové konstrukce je uveden na obrázcích 5.05 a 5.06 na stránce 33. Hodnoty liniového zatížení g_k jsou vypočteny v tabulkách 5.09 a 5.11.

I. Větr působí příčně k objektu

Určení rozměrů zatěžovacích oblastí na obvodových konstrukcích

$$e = \text{minimum} \{b; 2h_{\text{celk}}\} = \text{minimum} \{40,0; 2 \cdot 10,0\} = 20,0 \text{ m}$$

$$e = 20,0 \text{ m} < d = 25,6 \text{ m}$$

kde:

b rozměr kolmý na směr větru

d rozměr rovnoběžný se směrem větru

h výška objektu

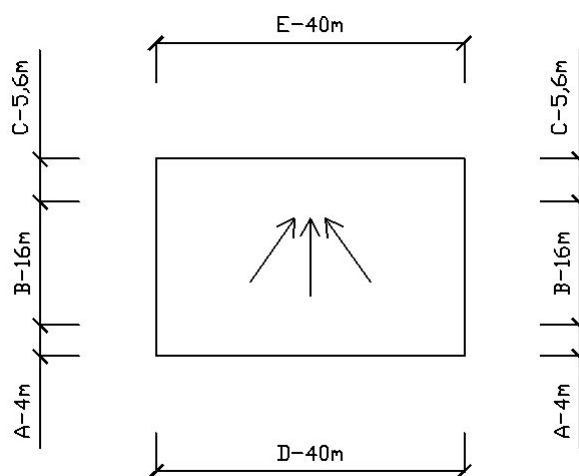
Pak platí následující:

Oblast A: 0 až $e/5 = 0 \text{ m}$ až $4,0 \text{ m}$

Oblast B: $e/5$ až $e = 4,0 \text{ m}$ až $20,0 \text{ m}$

Oblast C: e až $d = 20,0 \text{ m}$ až $25,6 \text{ m}$

Geometrie zatěžovacích oblastí je znázorněna na obrázku 5.03.



obrázek 5.03

Součinitelé vnějšího tlaku a tlak větru na povrchy fasády

Součinitele $c_{pe,10}$ jsou odečteny z tabulky v [7] pro poměr $h/d = 10/25,6 = 0,4$. Tlaky větru na povrchy jsou vypočteny podle vzorce 5.11 a uvedeny v tabulce 5.08.

$$w_e = q_p(z) \cdot c_{pe}$$

(5.11)

Zatížení dynamickým tlakem větru na obvodový plášť			
Oblast	Součinitel $C_{pe,10}$ [-]	$q_p(z)$ [kN/m ²]	w_e [kN/m ²]
A	-1,2	0,68	-0,82
B	-0,8	0,68	-0,54
C	-0,5	0,68	-0,34
D	0,7	0,68	0,48
E	-0,3	0,68	-0,20

tabulka 5.08

Liniové zatížení na nosnou konstrukci

Tlak větru z obvodového pláště jednotlivých podlaží je rovnoměrně rozdělený mezi horizontální nosné konstrukce, které je ohraničují. Zatěžovací výška pro základovou desku D1 je polovina výšky 1. NP. Zatěžovací výška pro stropní desku nad 1. NP – D2 je polovina výšky 1. NP + polovina výšky 2. NP. Zatěžovací výška pro stropní desku nad 2. NP – D3 je polovina výšky 2. NP + výška atiky. Hodnoty těchto zatížení podle jednotlivých zatěžovacích oblastí na jednotlivých prvcích jsou vypočteny a uvedeny v tabulce 5.09.

Zatížení dynamickým tlakem větru na nosnou konstrukci				
Oblast	w_e [kN/m ²]	Působení	Zat. výška [m]	q_k [kN/m]
A	-0,82	D1	2,5	-2,04
		D2	5,0	-4,08
		D3	2,9	-2,37
B	-0,54	D1	2,5	-1,36
		D2	5,0	-2,72
		D3	2,9	-1,58
C	-0,34	D1	2,5	-0,85
		D2	5,0	-1,70
		D3	2,9	-0,99
D	0,48	D1	2,5	1,19
		D2	5,0	2,38
		D3	2,9	1,38
E	-0,20	D1	2,5	-0,51
		D2	5,0	-1,02
		D3	2,9	-0,59

tabulka 5.09

II. Vítr působí podélně s objektem

Určení rozměrů zatěžovacích oblastí na obvodových konstrukcích

$$e = \text{minimum} \{b; 2h_{\text{celk}}\} = \text{minimum} \{25,6; 2 \cdot 10,0\} = 20,0 \text{ m}$$

$$e = 20,0 \text{ m} < d = 40,0 \text{ m}$$

kde:

b rozměr kolmý na směr větru

d rozměr rovnoběžný se směrem větru

h výška objektu

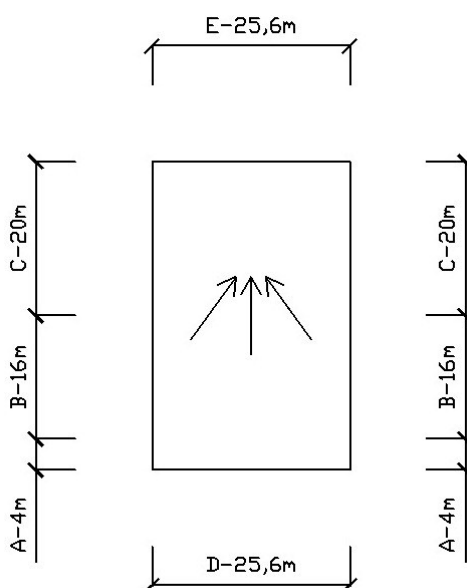
Pak platí následující:

Oblast A: 0 až $e/5 = 0 \text{ m}$ až $4,0 \text{ m}$

Oblast B: $e/5$ až $e = 4,0 \text{ m}$ až $20,0 \text{ m}$

Oblast C: e až $d = 20,0 \text{ m}$ až $40,0 \text{ m}$

Geometrie zatěžovacích oblastí je znázorněna na obrázku 5.04.



obrázek 5.04

Součinitelé vnějšího tlaku a tlak větru na povrchy fasády

Součinitele $c_{pe,10}$ jsou odečteny z tabulky v [7] pro poměr $h/d = 10/40 = 0,25$. Tlaky větru na povrchy jsou vypočteny podle vzorce 5.11 a uvedeny v tabulce 5.10.

Zatížení dynamickým tlakem větru na obvodový plášť			
Oblast	Součinitelé $C_{pe,10}$ [-]	$q_p(z)$ [kN/m ²]	w_e [kN/m ²]
A	-1,2	0,68	-0,82
B	-1,4	0,68	-0,95
C	-0,5	0,68	-0,34
D	0,8	0,68	0,54
E	-0,5	0,68	-0,34

tabulka 5.10

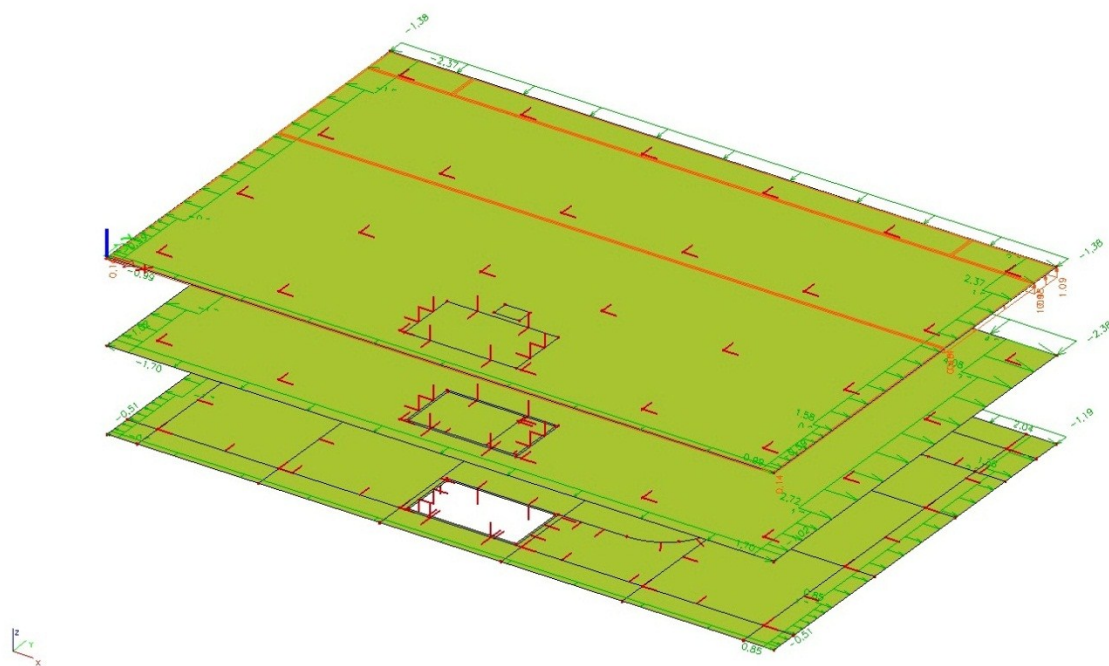
Liniové zatížení na nosnou konstrukci

Je vypočteno obdobně jako pro příčný směr působení větru a uvedeno je v tabulce 5.11.

Zatížení dynamickým tlakem větru na nosnou konstrukci				
Oblast	w_e [kN/m ²]	Působení	Zat. výška [m]	q_k [kN/m]
A	-0,82	D1	2,5	-2,04
		D2	5,0	-4,08
		D3	2,9	-2,37
B	-0,95	D1	2,5	-2,38
		D2	5,0	-4,76
		D3	2,9	-2,76
C	-0,34	D1	2,5	-0,85
		D2	5,0	-1,70
		D3	2,9	-0,99
D	0,54	D1	2,5	1,36
		D2	5,0	2,72
		D3	2,9	1,58
E	-0,34	D1	2,5	-0,85
		D2	5,0	-1,70
		D3	2,9	-0,99

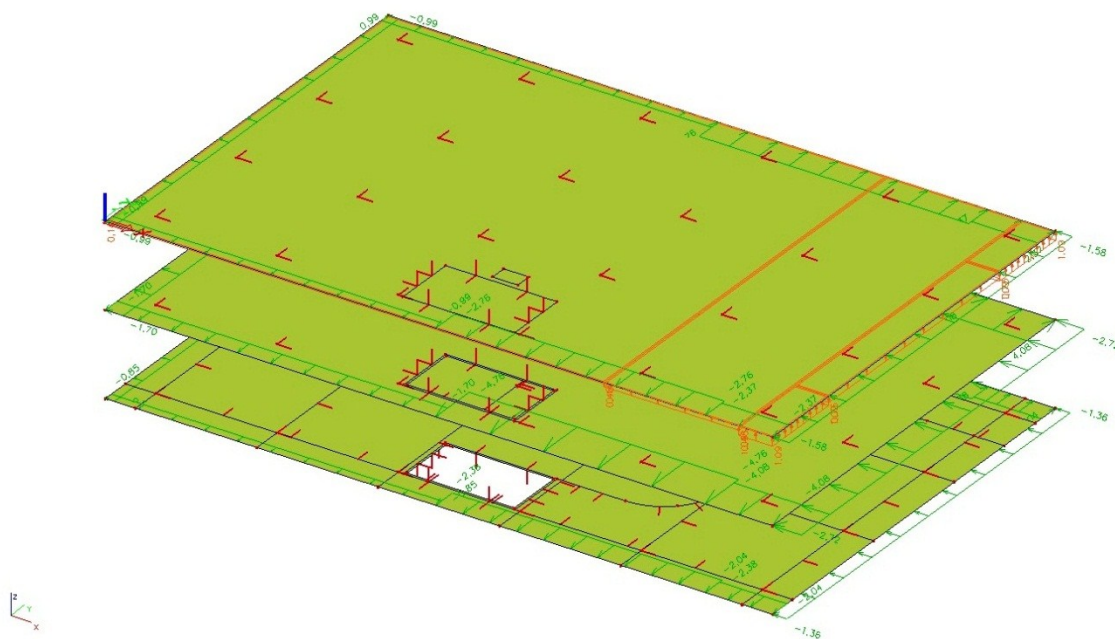
tabulka 5.11

Grafické znázornění liniového zatížení po obvodu nosných desek, kdy vítr působí příčně k objektu.



obrázek 5.05

Grafické znázornění liniového zatížení po obvodu nosných desek, kdy vítr působí podélně s objektem.



obrázek 5.06

5.4.3. Maximální charakteristické sání větru na střešní konstrukci

I. Vítr působí příčně k objektu

Určení rozměrů zatěžovacích oblastí na obvodových konstrukcích

$$e = \text{minimum} \{b; 2h_{\text{celk}}\} = \text{minimum} \{40,0; 2 \cdot 10,0\} = 20,0 \text{ m}$$

$$e = 20,0 \text{ m} < d = 25,6 \text{ m}$$

kde:

b rozměr kolmý na směr větru

d rozměr rovnoběžný se směrem větru

h výška objektu

Pak platí následující:

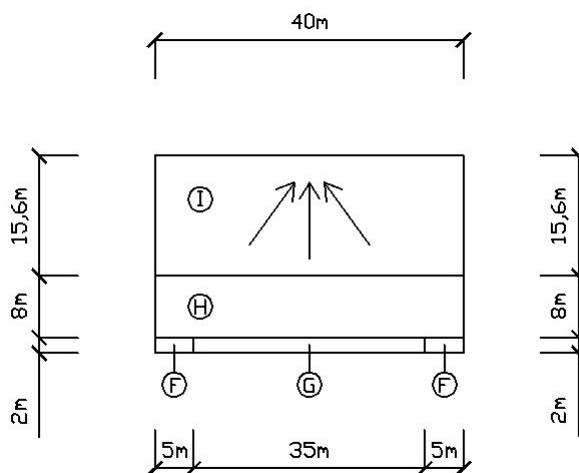
Oblast F: 0 až $e/10 = 0 \text{ m}$ až $2,0 \text{ m}$ (krajní $e/4 = 5,0 \text{ m}$)

Oblast G: 0 až $e/10 = 0 \text{ m}$ až $2,0 \text{ m}$ ($e/4$ až $b-e/4 = 5,0 \text{ m}$ až $35,0 \text{ m}$)

Oblast H: $e/10$ až $e/2 = 2,0 \text{ m}$ až $10,0 \text{ m}$

Oblast I: $e/2$ až $d = 10,0 \text{ m}$ až $25,6 \text{ m}$

Geometrie zatěžovacích oblastí je znázorněna na obrázku 5.07.



obrázek 5.07

Součinitelé vnějšího tlaku a tlak větru na střešní konstrukci

Součinitele $c_{pe,10}$ jsou odečteny z tabulky v [7] pro poměr $h_p/h = 0,4/10 = 0,04$. Tlaky větru na střešní konstrukci jsou vypočteny obdobně jako pro obvodový plášť podle vzorce 5.11 a jsou uvedeny v tabulce 5.12.

Zatížení dynamickým tlakem větru na střechu			
Oblast	Součinitelé $C_{pe,10}$ [-]	$q_p(z)$ [kN/m ²]	$w_e = q_k$ [kN/m ²]
F	-1,6	0,68	-1,09
G	-1,1	0,68	-0,75
H	-0,7	0,68	-0,48
I+	0,2	0,68	0,14
I	-0,2	0,68	-0,14

tabulka 5.12

II. Vítr působí podélně s objektem

Určení rozměrů zatěžovacích oblastí na obvodových konstrukcích

$$e = \text{minimum} \{b; 2h_{celk}\} = \text{minimum} \{25,6; 2 \cdot 10,0\} = 20,0 \text{ m}$$

$$e = 20,0 \text{ m} < d = 40,0 \text{ m}$$

kde:

b	rozměr kolmý na směr větru
d	rozměr rovnoběžný se směrem větru
h	výška objektu

Pak platí následující:

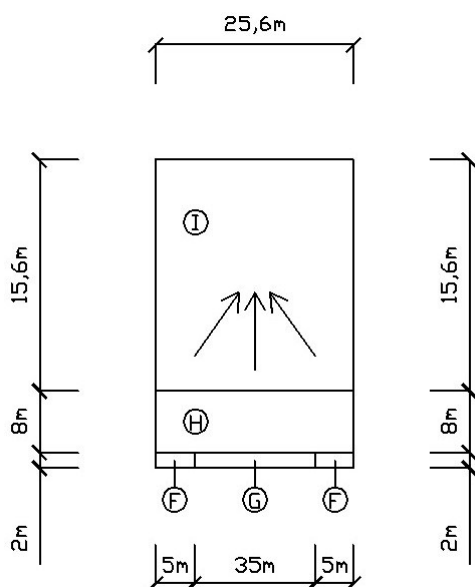
Oblast F: 0 až $e/10 = 0 \text{ m}$ až $2,0 \text{ m}$ (krajní $e/4 = 5,0 \text{ m}$)

Oblast G: 0 až $e/10 = 0 \text{ m}$ až $2,0 \text{ m}$ ($e/4$ až $b-e/4 = 5,0 \text{ m}$ až $20,6 \text{ m}$)

Oblast H: $e/10$ až $e/2 = 2,0 \text{ m}$ až $10,0 \text{ m}$

Oblast I: e až $d = 10,0 \text{ m}$ až $40,0 \text{ m}$

Geometrie zatěžovacích oblastí je znázorněna na obrázku 5.08.



obrázek 5.08

Součinitelé vnějšího tlaku a tlak větru na střešní konstrukci

Součinitele $c_{pe,10}$ jsou stejně jako pro příčné působení větru odečteny z tabulky v [7] pro poměr $h_p/h = 0,4/10 = 0,04$. Tlaky větru na střešní konstrukci jsou vypočteny obdobně jako pro obvodový plášť podle vzorce 5.11 a jsou uvedeny v tabulce 5.13.

Zatížení dynamickým tlakem větru na střechu			
Oblast	Součinitelé $c_{pe,10}$ [-]	$q_p(z)$ [kN/m ²]	$w_e = q_k$ [kN/m ²]
F	-1,6	0,68	-1,09
G	-1,1	0,68	-0,75
H	-0,7	0,68	-0,48
I+	0,2	0,68	0,14
I	-0,2	0,68	-0,14

tabulka 5.13

6. VNITŘNÍ SÍLY V ŽB KONSTRUKCI

Mezi vyšetřované vnitřní síly v konstrukci patří především ohybové momenty, normálové síly a posouvající síly. Na základě těchto sil je konstrukce dimenzována. Důležité je si uvědomit, jaké síly na jednotlivých prvcích působí a v jakých směrech.

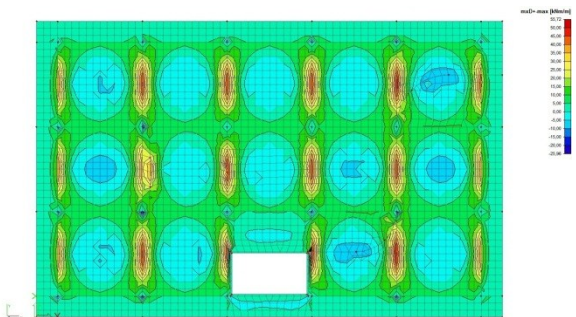
Při dimenzování desek se ve výstupech hledají takzvané dimenzační momenty, které vzniknou součtem ohybového momentu a kroutícího momentu. Na sloupech se vyšetřují ohybové momenty v obou osách za současného působení normálové síly. Ve stěnách to jsou pak ohybové momenty a normálové síly v obou směrech.

Za připomenutí také stojí redistribuce či redukce extrémů v okolí singularit MKP modelu. Toto je blíže popsáno v kapitole 4. Neméně důležité je nastavení vykreslování ve výpočetním softwaru. Ne vždy je pro dimenzování vhodná obálka tvořená maximálními hodnotami. Někdy jsou pro návrh podstatné minimální hodnoty.

V neposlední řadě je nutno správně nastavit kombinaci zatížení pro vykreslování vnitřních sil. Tyto kombinace jsou popsány v [4].

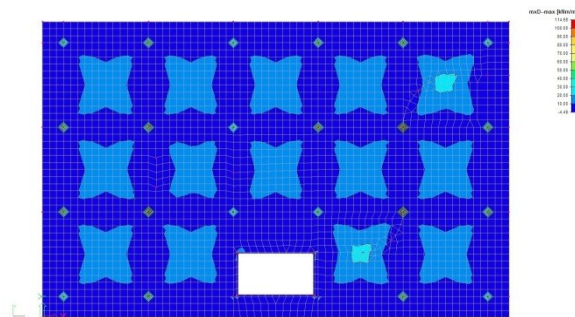
6.1. Ohybové momenty na desce D1

6.1.1. Ohybové momenty ve směru x



obrázek 6.01

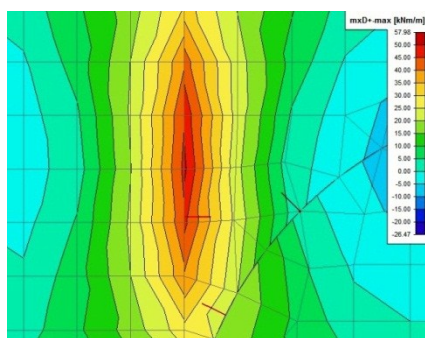
Momenty nad základovými stěnami



obrázek 6.02

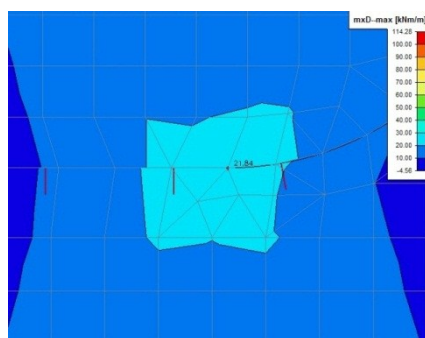
Momenty v poli

Dimenzační hodnoty m_x nad základovými stěnami a v poli



obrázek 6.03

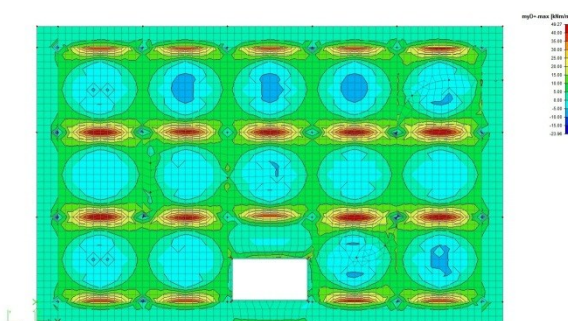
$m_{Edx-} = -57,98 \text{ kNm/m}$



obrázek 6.04

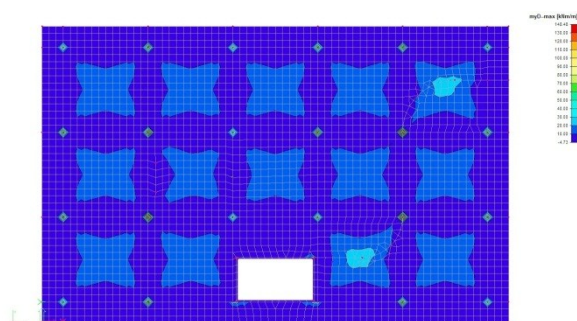
$m_{Edx+} = 21,54 \text{ kNm/m}$

6.1.2. Ohybové momenty ve směru y



obrázek 6.05

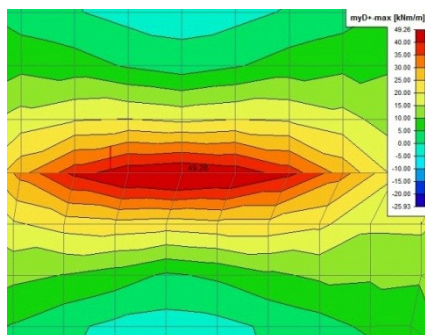
Momenty nad základovými stěnami



obrázek 6.06

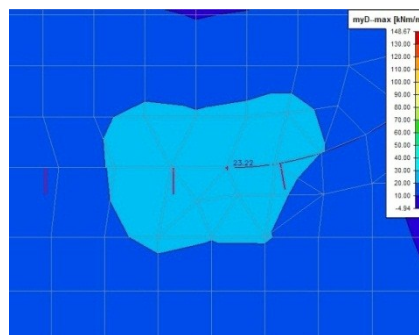
Momenty v poli

Dimenzační hodnoty m_y nad základovými stěnami a v poli



obrázek 6.07

$m_{\text{Edy-}} = -49,26 \text{ kNm/m}$

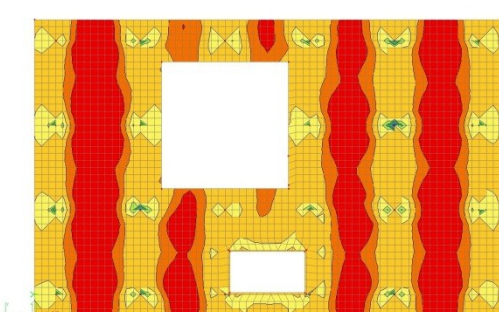


obrázek 6.08

$m_{\text{Edy+}} = 23,22 \text{ kNm/m}$

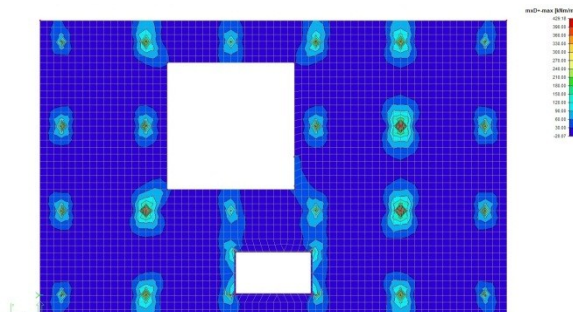
6.2. Ohybové momenty na desce D2

6.2.1. Ohybové momenty ve směru x



obrázek 6.09

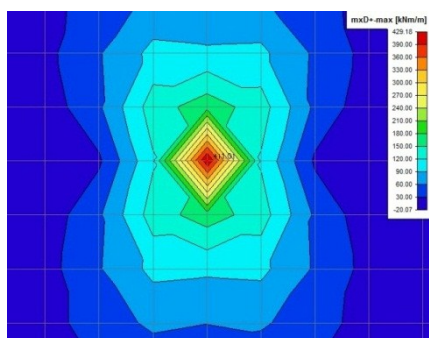
Kladné momenty



obrázek 6.10

Záporné momenty

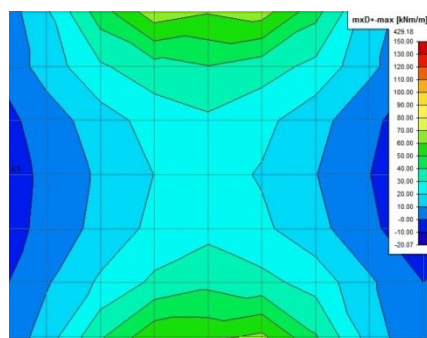
Záporné dimenzační hodnoty m_x



obrázek 6.11

Záporný moment ve sloupovém pruhu

$$m_{Edx,sl-} = -150,00 \text{ kNm/m}$$

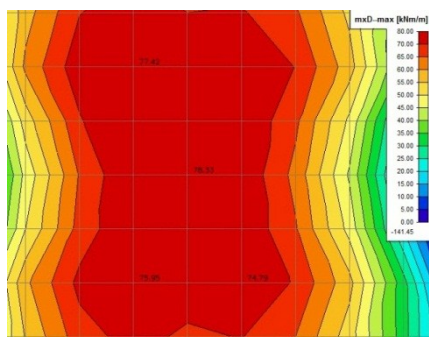


obrázek 6.12

Záporný moment ve středním pruhu

$$m_{Edx,stř-} = -50,00 \text{ kNm/m}$$

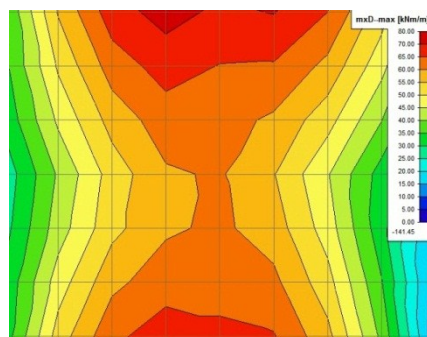
Kladné dimenzační hodnoty m_x



obrázek 6.13

Kladný moment ve sloupovém pruhu

$$m_{Edx,sl+} = 78,33 \text{ kNm/m}$$

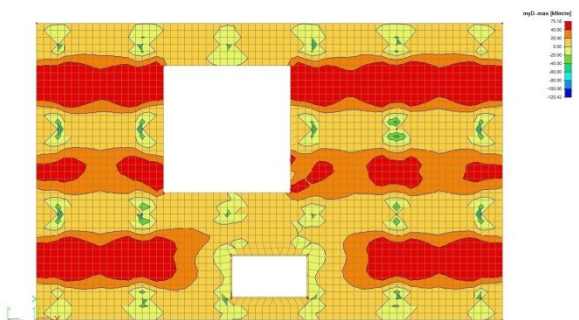


obrázek 6.14

Kladný moment ve středním pruhu

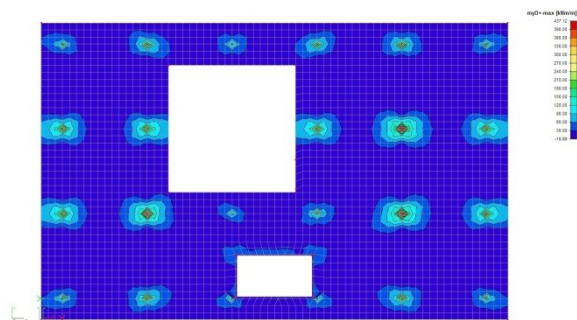
$$m_{Edx,stř+} = 65,00 \text{ kNm/m}$$

6.2.2. Ohybové momenty ve směru y



obrázek 6.15

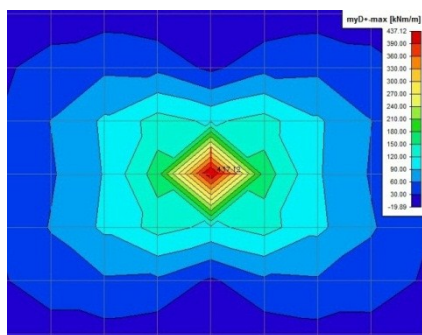
Kladné momenty



obrázek 6.16

Záporné momenty

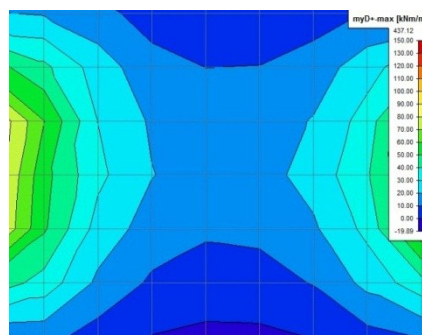
Záporné dimenzační hodnoty m_y



obrázek 6.17

Záporný moment ve sloupovém pruhu

$$m_{\text{Edy,sl-}} = -150,00 \text{ kNm/m}$$

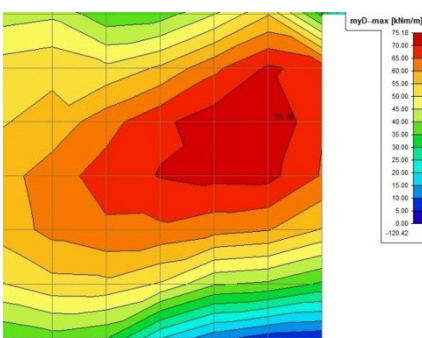


obrázek 6.18

Záporný moment ve středním pruhu

$$m_{\text{Edy,stř-}} = -40,00 \text{ kNm/m}$$

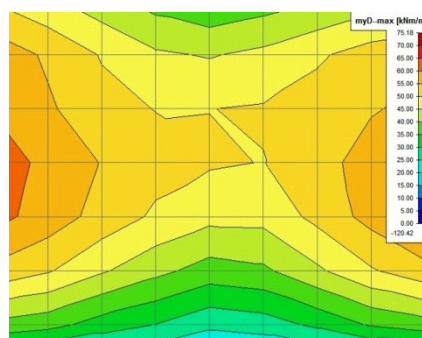
Kladné dimenzační hodnoty m_y



obrázek 6.19

Kladný moment ve sloupovém pruhu

$$m_{\text{Edy,sl+}} = 75,18 \text{ kNm/m}$$



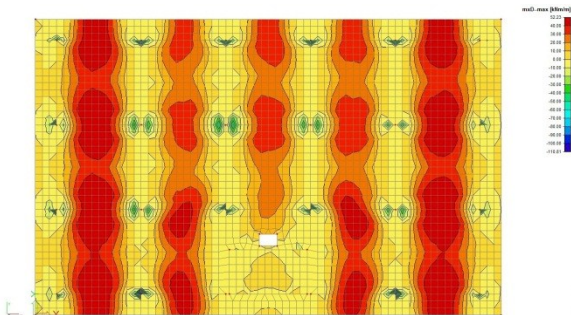
obrázek 6.20

Kladný moment ve středním pruhu

$$m_{\text{Edy,stř+}} = 55,00 \text{ kNm/m}$$

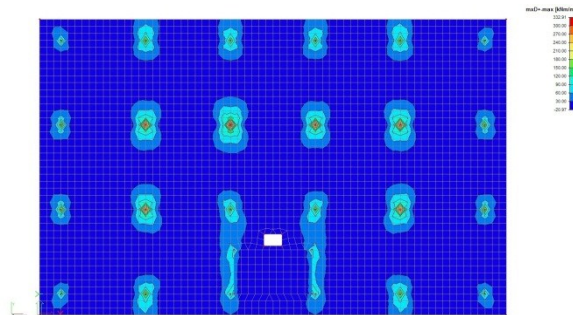
6.3. Ohybové momenty na desce D3

6.3.1. Ohybové momenty ve směru x



obrázek 6.21

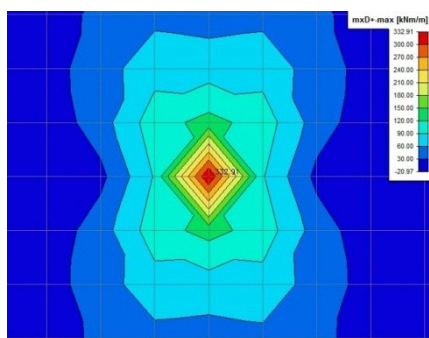
Kladné momenty



obrázek 6.22

Záporné momenty

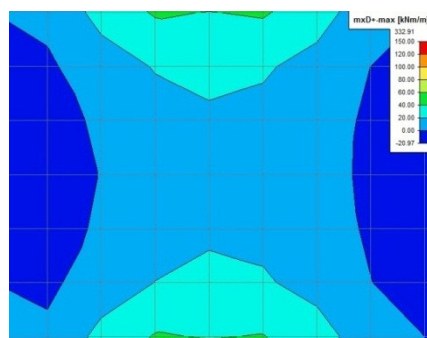
Záporné dimenzační hodnoty m_x



obrázek 6.23

Záporný moment ve sloupovém pruhu

$$m_{Edx,sl-} = -140,00 \text{ kNm/m}$$

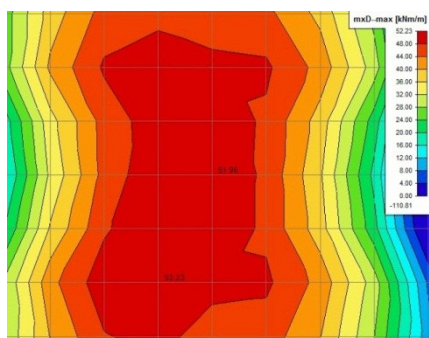


obrázek 6.24

Záporný moment ve středním pruhu

$$m_{Edx,stř-} = -35,00 \text{ kNm/m}$$

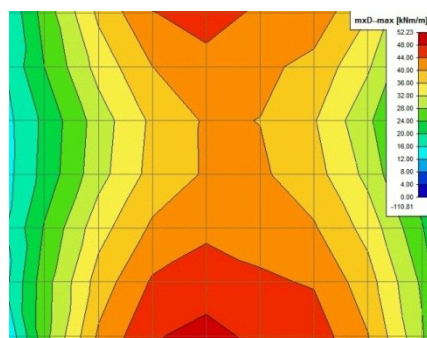
Kladné dimenzační hodnoty m_x



obrázek 6.25

Kladný moment ve sloupovém pruhu

$$m_{Edx,sl+} = 52,23 \text{ kNm/m}$$

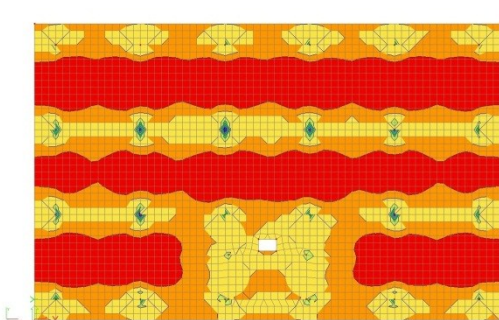


obrázek 6.26

Kladný moment ve středním pruhu

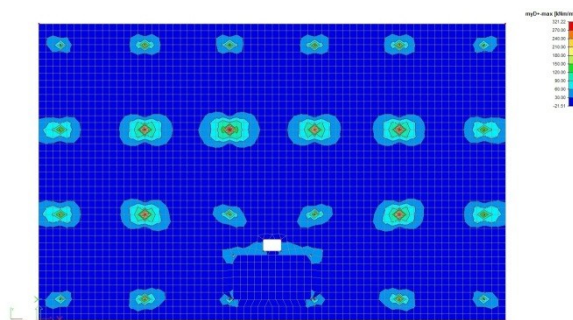
$$m_{Edx,stř+} = 45,00 \text{ kNm/m}$$

6.3.2. Ohybové momenty ve směru y



obrázek 6.27

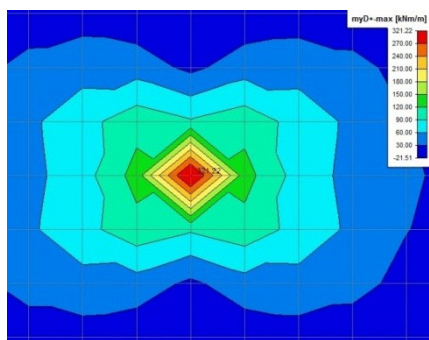
Kladné momenty



obrázek 6.28

Záporné momenty

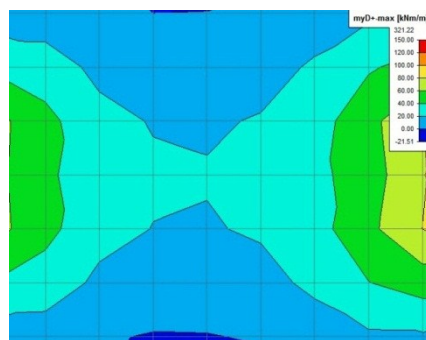
Záporné dimenzační hodnoty m_y



obrázek 6.29

Záporný moment ve sloupovém pruhu

$$m_{\text{Edy,sl-}} = -120,00 \text{ kNm/m}$$

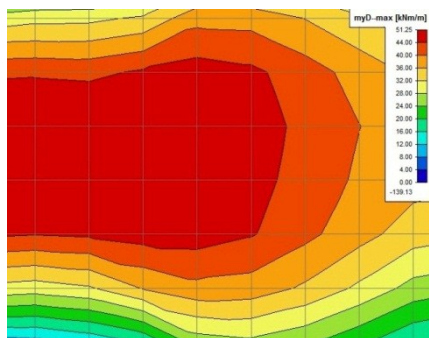


obrázek 6.30

Záporný moment ve středním pruhu

$$m_{\text{Edy,stf-}} = -45,00 \text{ kNm/m}$$

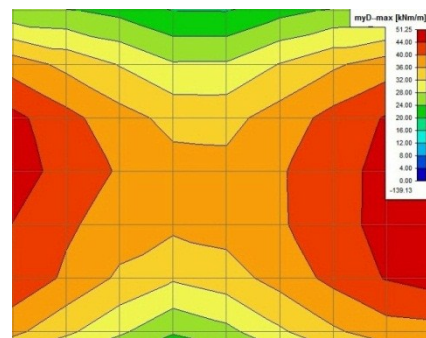
Kladné dimenzační hodnoty m_y



obrázek 6.31

Kladný moment ve sloupovém pruhu

$$m_{\text{Edy,sl+}} = 51,25 \text{ kNm/m}$$



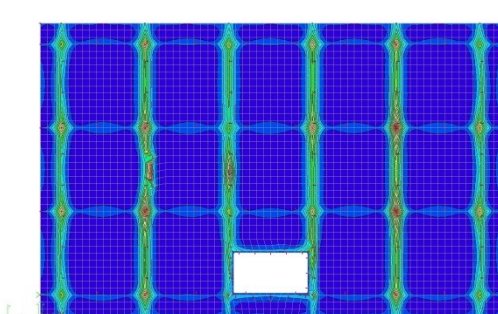
obrázek 6.32

Kladný moment ve středním pruhu

$$m_{\text{Edy,stf+}} = 40,00 \text{ kNm/m}$$

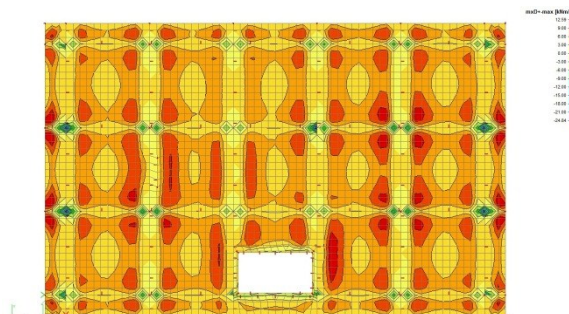
6.4. Ohybové momenty na základové desce D0

6.4.1. Ohybové momenty ve směru x



obrázek 6.33

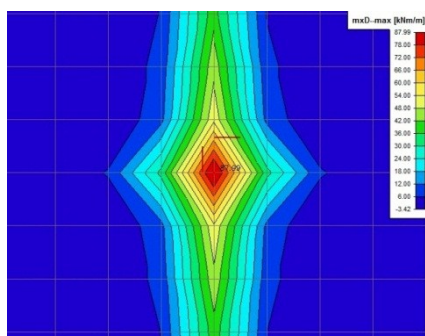
Momenty pod základovými stěnami



obrázek 6.34

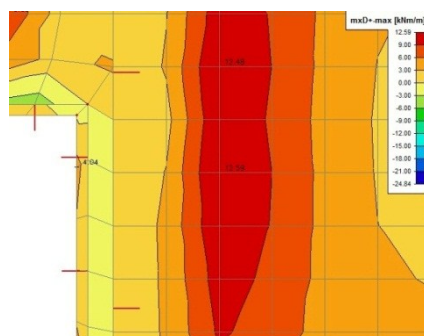
Momenty v poli

Dimenzační hodnoty m_x pod základovými stěnami a v poli



obrázek 6.35

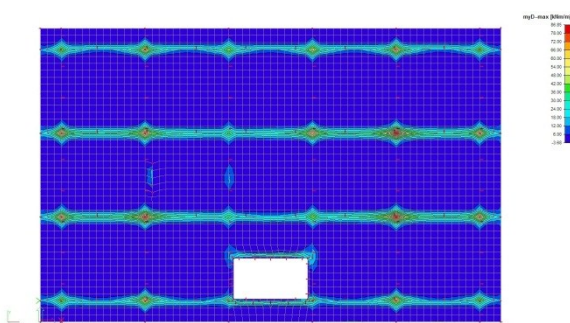
$m_{Edx-} = -54,00 \text{ kNm/m}$



obrázek 6.36

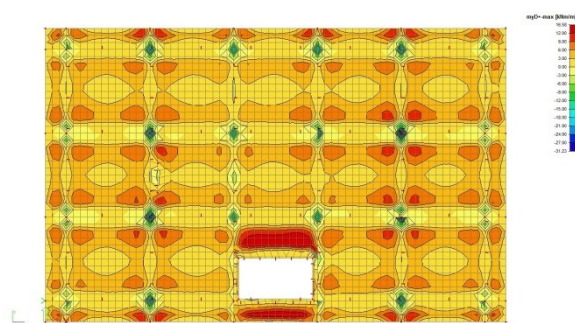
$m_{Edx+} = 12,59 \text{ kNm/m}$

6.4.2. Ohybové momenty ve směru y



obrázek 6.37

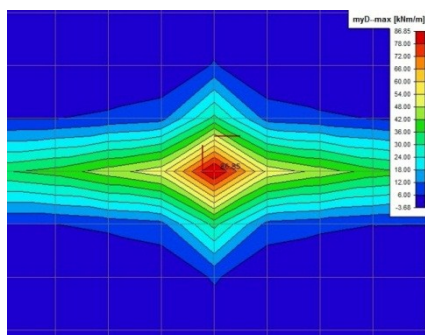
Momenty pod základovými stěnami



obrázek 6.38

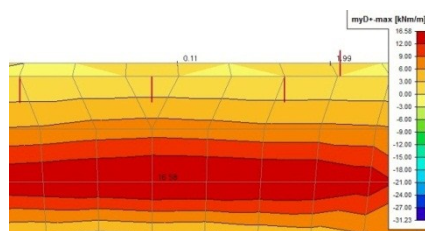
Momenty v poli

Dimenzační hodnoty m_y pod základovými stěnami a v poli



obrázek 6.39

$m_{\text{Edy-}} = -54,00 \text{ kNm/m}$

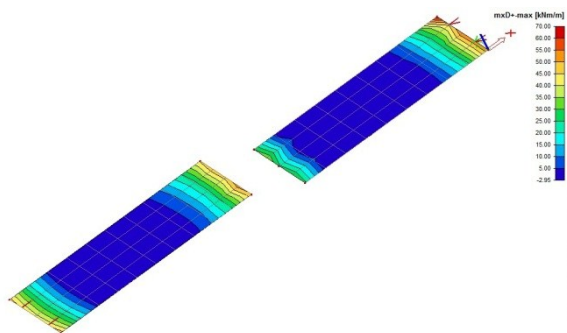


obrázek 6.40

$m_{\text{Edy+}} = 16,58 \text{ kNm/m}$

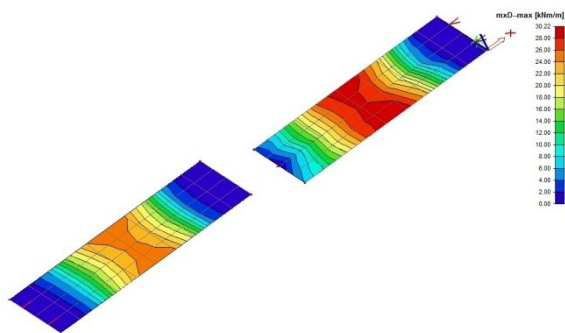
6.5. Ohybové momenty na konstrukci schodiště

Dimenzační hodnoty m_x na ramenech schodiště



obrázek 6.41

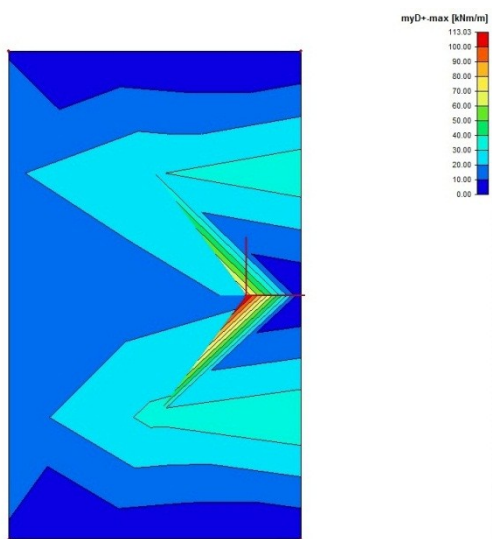
$m_{Edx-} = -60,00 \text{ kNm/m}$



obrázek 6.42

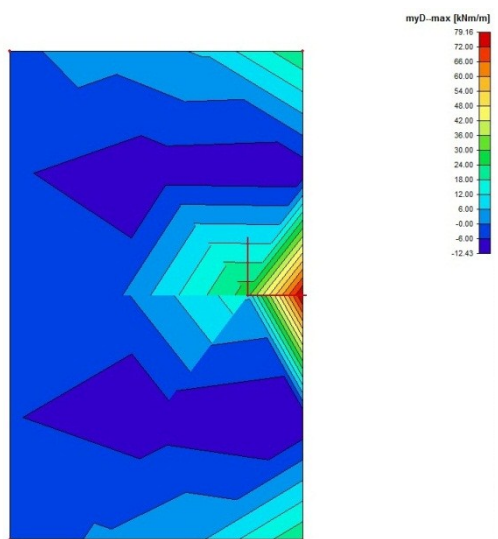
$m_{Edx+} = 30,22 \text{ kNm/m}$

Dimenzační hodnoty m_y na podestě schodiště



obrázek 6.43

$m_{Edy-} = -40,00 \text{ kNm/m}$

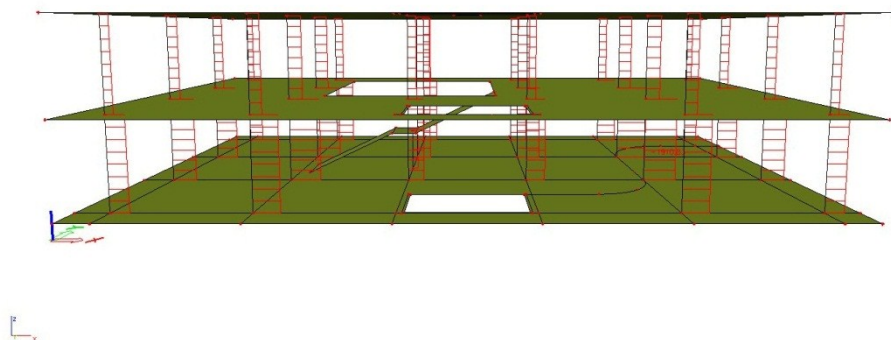


obrázek 6.44

$m_{Edy+} = 30,00 \text{ kNm/m}$

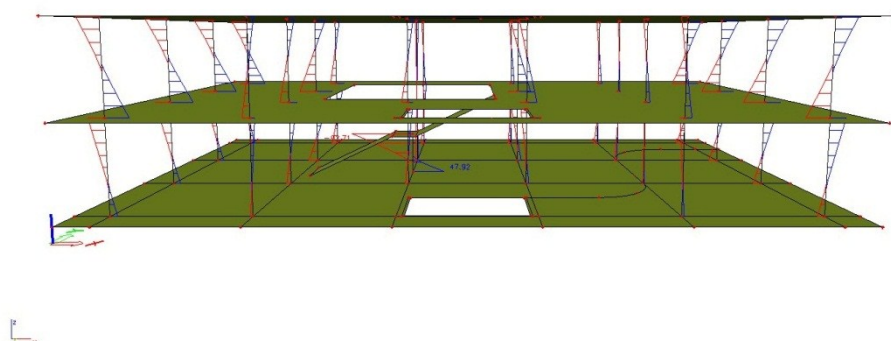
6.6. Vnitřní síly v nosných sloupech

Grafický výstup normálových sil na jednotlivých sloupech



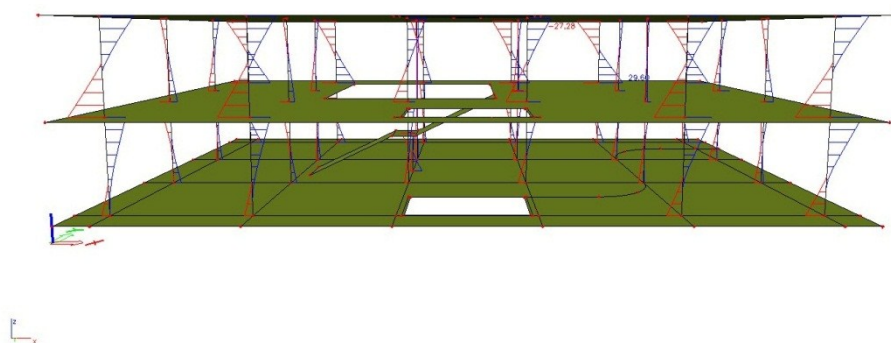
obrázek 6.45

Grafický výstup ohybových momentů M_y na jednotlivých sloupech



obrázek 6.46

Grafický výstup ohybových momentů M_z na jednotlivých sloupech



obrázek 6.47

Hodnoty vnitřních sil pro dimenzování sloupů jsou extrémní kombinace normálové síly a ohybových momentů v obou směrech. V konstrukci se nacházejí tři typy dimenzovaných průřezů. Běžné sloupy v obou podlažích – S1, nízký sloup podepírající schodišťovou podestu – S2, a průběžný sloup přes obě podlaží – S3. Extrémní kombinace jsou uvedeny v tabulkách 6.01 až 6.03. Tyto uvedené hodnoty však platí pouze pro výpočet prvního řádu, tedy na nezdeformované konstrukci. Posouzení zda je nutné počítat vnitřní síly druhého řádu a jejich výpočet jsou uvedeny v kapitole 8.6.

S1 - běžný sloup v 1. NP a 2. NP				
Prut	Stav	N [kN]	My [kNm]	Mz [kNm]
B19	CO2/1	-1910,83	-3,03	-3,79
B49	CO2/2	-231,61	12,24	-13,03
B33	CO2/3	-546,38	-29,79	5,21
B33	CO2/4	-558,08	34,36	-5,95
B44	CO2/5	-546,73	-3,53	-27,28
B44	CO2/6	-558,51	3,41	29,60

tabulka 6.01

S2 - sloup nesoucí schodiště v 1. NP				
Prut	Stav	N [kN]	My [kNm]	Mz [kNm]
B97	CO2/7	-320,31	39,61	6,25
B97	CO2/8	-125,39	-43,58	-3,31
B97	CO2/4	-308,95	-92,71	-9,62
B97	CO2/4	-319,56	47,92	7,92
B97	CO2/9	-176,51	-81,15	-11,38
B97	CO2/10	-185,11	32,07	8,90

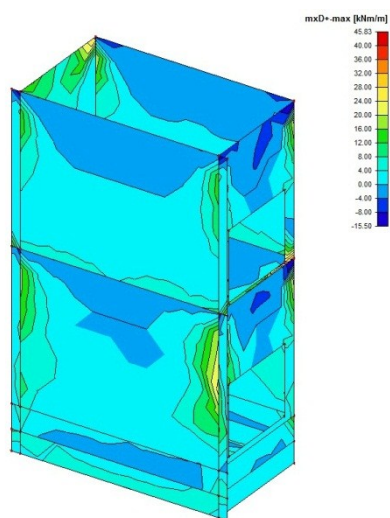
tabulka 6.02

S3 - sloup v galerii přes 1. NP a 2. NP				
Prut	Stav	N [kN]	My [kNm]	Mz [kNm]
B98	CO2/11	-898,47	-1,07	-0,19
B98	CO2/12	-512,83	1,15	1,63
B98	CO2/13	-851,59	-3,04	-0,46
B98	CO2/14	-730,18	2,82	0,75
B98	CO2/15	-618,07	-1,37	-1,92
B98	CO2/16	-777,31	1,54	2,05

tabulka 6.03

6.7. Vnitřní síly ve stěnách ztužujícího jádra

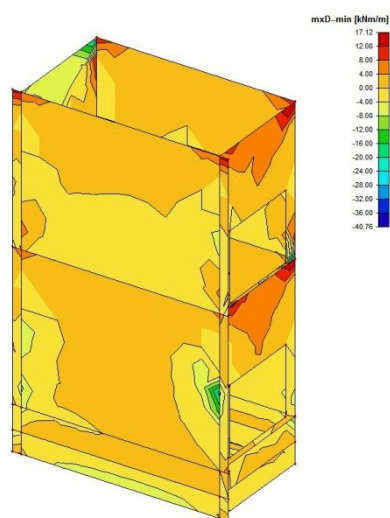
6.7.1. Ohybové momenty ve směru x



obrázek 6.48

Momenty ve vodorovném směru

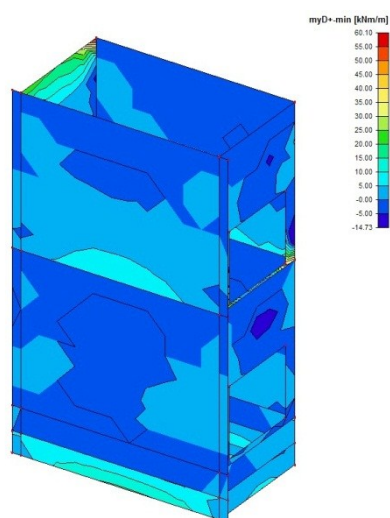
$$m_{Edx} = 25,00 \text{ kNm/m}$$



obrázek 6.49

Momenty ve vodorovném směru

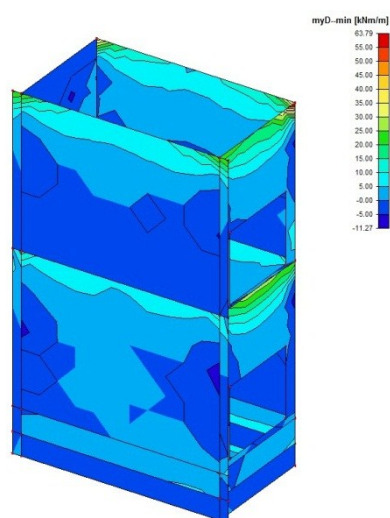
6.7.2. Ohybové momenty ve směru y



obrázek 6.50

Momenty ve svislém směru

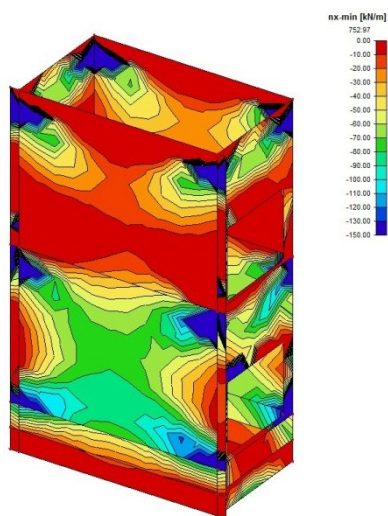
$$m_{Edy} = 25,00 \text{ kNm/m}$$



obrázek 6.51

Momenty ve svislém směru

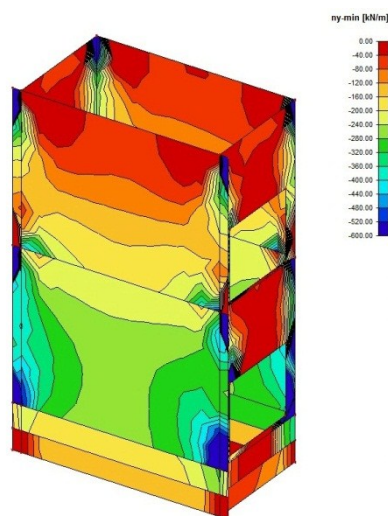
6.7.3. Normálové síly ve směru x a y



obrázek 6.52

Normálové síly ve vodorovném směru

$$n_{Edx} = 150,00 \text{ kN/m}$$



obrázek 6.53

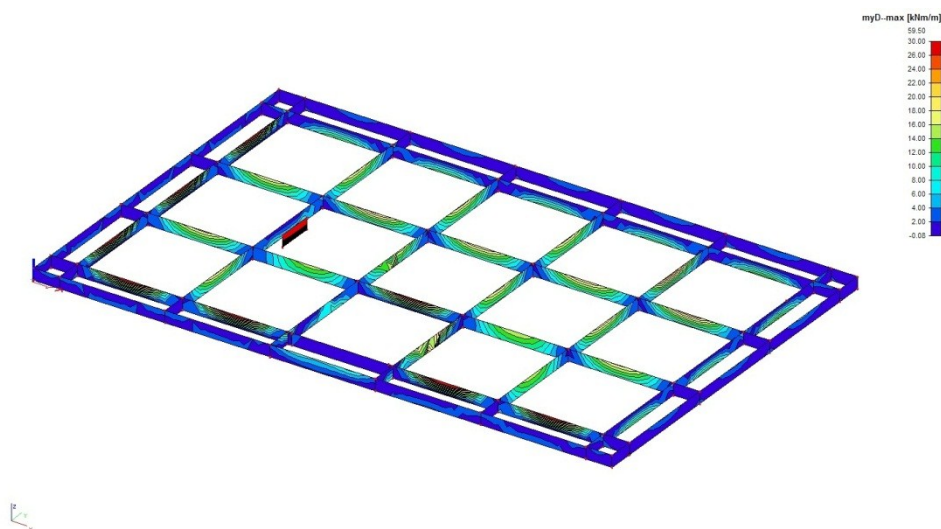
Normálové síly ve svislém směru

$$n_{Edy} = 600,00 \text{ kN/m}$$

6.8. Vnitřní síly v základových stěnách

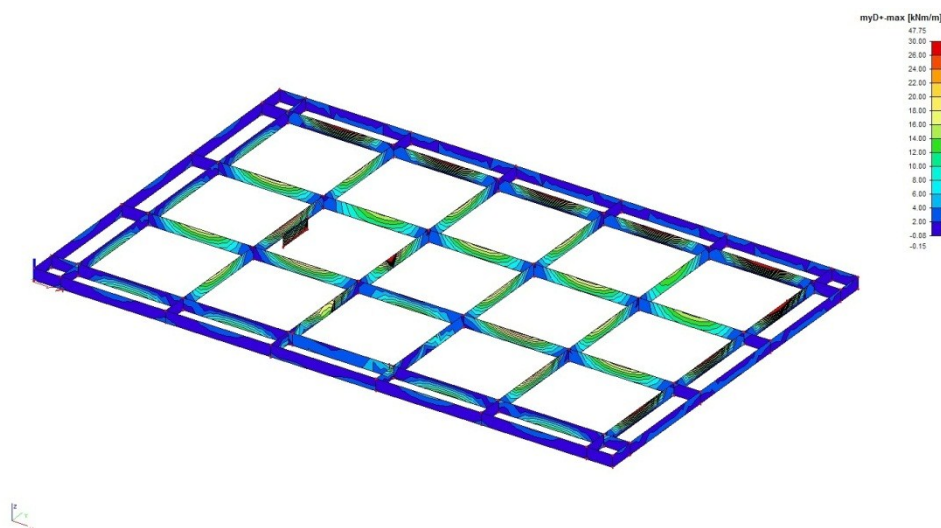
Jelikož základové stěny spolu s deskami D0 a D1 rámově spolupůsobí, vznikají na nich ohybové momenty ve směru z. Tyto momenty m_{Edz-} a m_{Edz+} jsou zobrazeny na obrázcích 6.54 a 6.55.

Grafický výstup ohybových momentů m_{Edz-} na základových stěnách



obrázek 6.54

Grafický výstup ohybových momentů m_{Edz+} na základových stěnách

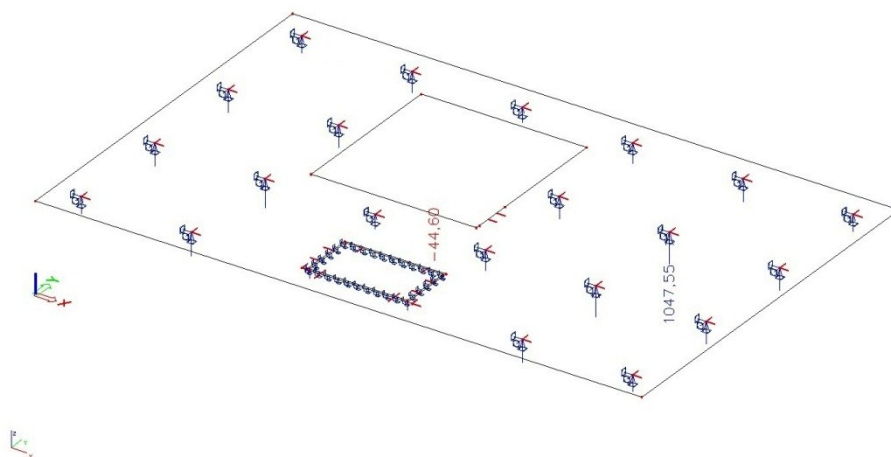


obrázek 6.55

Jako dimenzační hodnota pro výztuž u obou povrchů m_{Edz} je brána absolutní hodnota maxima m_{Edz+} a m_{Edz-} . $m_{Edz} = 30,00 \text{ kNm/m}$

6.9. Dimenzační síla pro posouzení protlačení lokálně podepřených desek

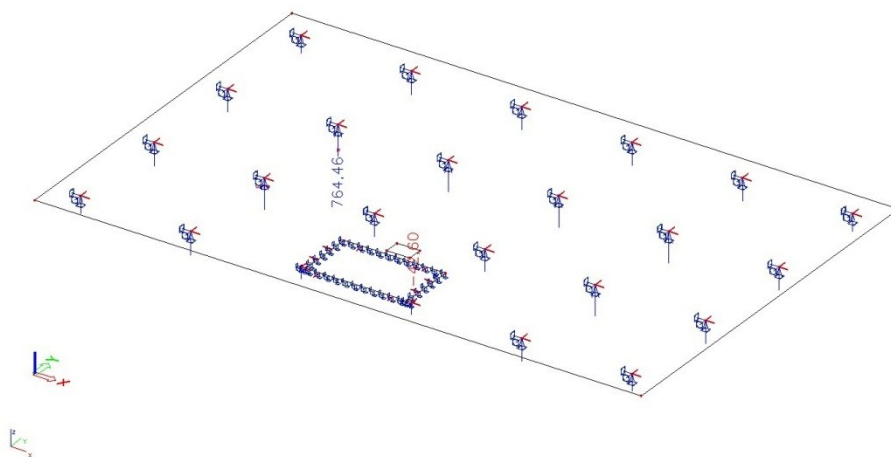
Grafický výstup reakcí v místech sloupů na desce D2



obrázek 6.57

$$V_{Ed} = 1047,55 \text{ kN}$$

Grafický výstup reakcí v místech sloupů na desce D3



obrázek 6.58

$$V_{Ed} = 764,46 \text{ kN}$$

7. POROVNÁNÍ VÝSLEDKŮ MKP SE ZJEDNODUŠENOU METODOU

Metoda konečných prvků dokáže na jednu stranu poskytovat velmi přesné výsledky, na stranu druhou při jejím využití vyvstávají určité komplikace spojené především s velikostí konečného prvku. Tyto potom zkreslují výsledky v určitých oblastech, například nad bodovými podporami. Přestože tato zkreslení výsledků dokážeme eliminovat například redukcí nadpodporových špiček momentů, měli bychom však tyto výsledky ověřit alespoň zjednodušenou metodou.

Metoda součtových momentů

Tato metoda dovoluje řešit výpočet ohybových momentů na lokálně podepřené desce velmi jednoduše, avšak je nutné dodržet níže uvedené podmínky. Dnešní moderní konstrukce jsou obvykle velmi členité, nepravidelné a často neortogonální, proto již tyto metody nelze použít na konstrukci jako celek z důvodu nesplnění především geometrických podmínek. Tato metoda je uvedena například v [8] a velmi přehledně popsána v [2].

1. podmínka

$$\frac{L_x}{L_y} \leq 2$$

(7.01)

2. podmínka

zatížení nesmí být dynamické

3. podmínka

$$0,2 \leq \frac{L_x \cdot L_y^2}{L_y \cdot L_x^2} \leq 5,0$$

(7.02)

4. podmínka

celá konstrukce je z železobetonu

5. podmínka

v každém směru jsou minimálně 3 desková pole

6. podmínka

rozpětí polí v jednom směru se neliší o více než 1/3 kratšího z rozpětí

7. podmínka

sloupy nejsou vychýleny z osového systému o více než 10%

8. podmínka

$$q_k \leq 2,2g_k \quad (7.03)$$

9. podmínka

$$h_s \geq \frac{800 + 0,7 \cdot f_{yk}}{36 + 5 \cdot \varepsilon \cdot \eta} \cdot L_{n,max} \quad (7.04)$$

kde:

L_x	rozpětí v delším směru
L_y	rozpětí v kratším směru
q_k	charakteristická hodnota užitého zatížení
g_k	charakteristická hodnota stálého zatížení
h_s	tloušťka desky
f_{yk}	charakteristická pevnost oceli
ε	poměr L_x/L_y
η	součinitel, konzervativně $\eta = 0$
$L_{n,max}$	větší ze světlostí deskových polí

Vztahy pro výpočet momentů v jednotlivých pruzích pro směry x a y

$$M_{x,tot} = \frac{1}{8} \cdot (g_d + q_d) \cdot b_x \cdot L_{n,x}^2; M_{y,tot} = \frac{1}{8} \cdot (g_d + q_d) \cdot b_y \cdot L_{n,y}^2 \quad (7.05)$$

$$M_{x+} = 0,35 \cdot M_{x,tot}; M_{y+} = 0,35 \cdot M_{y,tot} \quad (7.06)$$

$$M_{x-} = 0,65 \cdot M_{x,tot}; M_{y-} = 0,65 \cdot M_{y,tot} \quad (7.07)$$

$$M_{x,sl+} = 0,60 \cdot M_{x+}; M_{y,sl+} = 0,60 \cdot M_{y+} \quad (7.08)$$

$$M_{x,stř+} = 0,40 \cdot M_{x+}; M_{y,stř+} = 0,40 \cdot M_{y+} \quad (7.09)$$

$$M_{x,sl-} = 0,75 \cdot M_{x-}; M_{y,sl-} = 0,75 \cdot M_{y-} \quad (7.10)$$

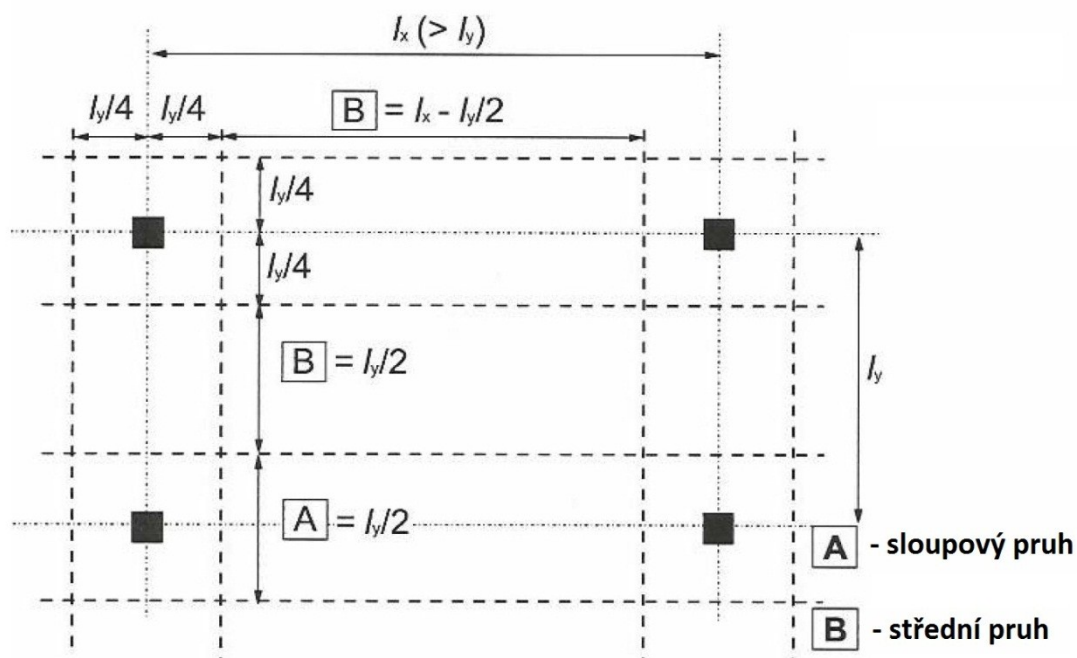
$$M_{x,stř-} = 0,25 \cdot M_{x-}; M_{y,stř-} = 0,25 \cdot M_{y-} \quad (7.11)$$

Vztahy pro výpočet šířky pruhů pro směry x a y

$$b_{sl} = \frac{L_y}{2} \quad (7.12)$$

$$b_{x,stř} = b_x - b_{sl}; b_{y,stř} = b_y - b_{sl} \quad (7.13)$$

Rozdělení na střední a sloupové pruhy v obou směrech je vidět na obrázku 7.01.



obrázek 7.01

Vztahy pro výpočet dimenzačních momentů v jednotlivých pruzích pro směry x a y

$$m_{ed,x,sl+} = \frac{M_{x,sl+}}{b_{sl}}; m_{ed,y,sl+} = \frac{M_{y,sl+}}{b_{sl}} \quad (7.14)$$

$$m_{ed,x,stř+} = \frac{M_{x,stř+}}{b_{x,stř}}; m_{ed,y,stř+} = \frac{M_{y,stř+}}{b_{y,stř}} \quad (7.15)$$

$$m_{ed,x,sl-} = \frac{M_{x,sl-}}{b_{sl}}; m_{ed,y,sl-} = \frac{M_{y,sl-}}{b_{sl}} \quad (7.16)$$

$$m_{ed,x,stř-} = \frac{M_{x,stř-}}{b_{x,stř}}; m_{ed,y,stř-} = \frac{M_{y,stř-}}{b_{y,stř}} \quad (7.17)$$

V této diplomové práci je navrhována konstrukce, která jako celek nesplňuje výše uvedené podmínky pro použití metody součtových momentů pro výpočet momentů na lokálně podepřených deskách. Avšak některé oblasti na desce D3 (střecha objektu) těmto podmínkám vyhovují a je tedy možné vypočítat dimenzační momenty touto zjednodušenou metodou a následně je porovnat s výsledky MKP. Výsledné momenty jsou vypočteny v tabulkovém procesoru Microsoft excel na základě výše uvedených vztahů a porovnány s výsledky MKP na totožné části desky D3.

Porovnání výsledků MKP a metody součtových momentů			
L_x	7,20 m	h_s	0,25 m
L_y	7,20 m	g_d	12,31 kN/m ²
Ø sloupu	0,35 m	q_d	1,80 kN/m ²
Veličina	MKP [kNm/m]	Součtové momenty [kNm/m]	MKP/MSM [%]
$m_{Edx,sl-}$	93,00	80,69	115
$m_{Edx,stř-}$	30,00	26,90	112
$m_{Edx,sl+}$	40,00	34,76	115
$m_{Edx,stř+}$	27,00	23,17	117
$m_{Edy,sl-}$	93,00	80,69	115
$m_{Edy,stř-}$	30,00	26,90	112
$m_{Edy,sl+}$	40,00	34,76	115
$m_{Edy,stř+}$	27,00	23,17	117

tabulka 7.01

8. DIMENZOVÁNÍ A POSOUZENÍ ŽB PRVKŮ NA MSÚ

Výpočet únosnosti deskových prvků – metoda mezní rovnováhy

Touto metodou se vypočítá síla na mezi kluzu F_s v tažené výztuži prvku a výška tlačené oblasti x . Výsledný moment únosnosti M_{Rd} je roven síle ve výztuži při mezi kluzu na rameni, které je rovno vzdálenosti těžišť výztuže a tlačené oblasti betonu. Platí následující vztahy, jež jsou aplikovány v dimenzačních tabulkách.

$$F_s = F_c \quad (8.01)$$

$$M_{Rd} = F_s \cdot z \quad (8.02)$$

$$F_s = A_s \cdot f_{yd} \quad (8.03)$$

$$x = \frac{F_s}{\beta \cdot b \cdot f_{cd}} \quad (8.04)$$

$$M_{Rd} = F_s \cdot \left(d - \frac{\beta \cdot x}{2} \right) \quad (8.05)$$

kde:

F_s	síla v tažené výztuži na mezi kluzu
F_c	síla v betonu na mezi porušení
M_{Rd}	moment na mezi únosnosti posuzovaného prvku
x	výška tlačené oblasti
A_s	plocha výztuže
f_{yd}	návrhová pevnost oceli
f_{cd}	návrhová pevnost betonu
b	šířka tlačeného betonu
β	součinitel plnosti obrazce napětí v betonu
d	účinná výška průřezu

Pro posuzování deskových prvků volíme šířku prvku $b = 1,0$ m. Výsledný moment únosnosti m_{Rd} má pak rozměr kNm/m. Tato metoda je podmíněna dosažením meze kluzu v tažené výztuži. To kritérium se ověří posouzením maximální výšky tlačené oblasti betonu.

$$\xi = \frac{x}{d} \leq \xi_{bal,1} \quad (8.06)$$

$$\xi \leq \xi_{max} \quad (8.07)$$

$$\xi_{bal,1} = \frac{700}{700 + f_{yd}} \quad (8.08)$$

kde:

ξ	součinitel charakterizující poměrnou výšku tlačené oblasti
$\xi_{bal,1}$	poměrná výška tlačené oblasti na mezi kluzu ve výztuži
ξ_{max}	poměrná výška tlačené oblasti na mezi únosnosti ve výztuži (pro beton do třídy C50/60 $\xi_{max} = 0,45$ pro betony vyšší třídy $\xi_{max} = 0,35$)
x	výška tlačené oblasti
d	účinná výška průřezu
f_{yd}	návrhová pevnost oceli

Výpočet krycí vrstvy výztuže

Krycí vrstva výztuže c_{nom} je nejkratší vzdálenost mezi výztuží a povrchem betonu. Vypočte se podle vztahu:

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} \quad (8.09)$$

kde:

c_{min}	minimální krycí vrstva
Δc_{dev}	přídavek na návrhovou odchylku (10 mm)

Nejprve je nutné stanovit stupeň vlivu prostředí na konstrukci. Všem konstrukcím v objektu, včetně základových, odpovídá stupeň vlivu prostředí **XC1**, tedy konstrukce suché s nízkou vlhkostí vzduchu. Základy jsou zařazeny do této kategorie proto, že celý krabicový základ je opatřen hydroizolací proti zemní vlhkosti a to jak zespodu, tak i po obvodu.

Dále se určuje třída konstrukce. Navrhovaná konstrukce spadá do třídy **S4** tedy budovy a další běžné stavby s návrhovou životností 50 let. Pokud je konstrukce navržena z betonu třídy pevnosti C30/37 a vyšší, může se snížit třída konstrukce o jeden stupeň, dále pokud se jedná o deskovou konstrukci, může se u tohoto prvku snížit tato třída o další stupeň. Tedy pro deskové konstrukce platí třída konstrukce **S2**, pro ostatní pak **S3**.

Z tabulky 8.01 podle [8] se určí minimální hodnota krycí vrstvy $c_{min,dur}$ požadované pro betonářskou výztuž z hlediska trvanlivosti.

Požadavek prostředí pro $c_{min,dur}$ (mm)							
Třída konstrukce	Stupeň vlivu prostředí						
	X0	XC1	XC2/XC3	XC4	XD1/XS1	XD2/XS2	XD3/XS3
S1	10	10	10	15	20	25	30
S2	10	10	15	20	25	30	35
S3	10	10	20	25	30	35	40
S4	10	15	25	30	35	40	45
S5	15	20	30	35	40	45	50
S6	20	25	35	40	45	50	55

tabulka 8.01

Tedy pro všechny betonové konstrukce je uvažována hodnota $c_{min,dur} = 10$ mm.

Vztah pro výpočet minimální krycí vrstvy c_{min} je:

$$c_{min} = \max\{c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10mm\} \quad (8.10)$$

kde:

- $c_{min,b}$ minimální krycí vrstva z hlediska soudržnosti
(pro kamenivo ≤ 32 mm se $c_{min,b} = \varnothing$ prutu)
- $c_{min,dur}$ minimální krycí vrstva z hlediska podmínek prostředí
- $\Delta c_{dur,\gamma}$ přídavná bezpečnostní složka (0 mm)

$\Delta c_{dur,st}$	redukce minimální krycí vrstvy při použití nerezové oceli (neuvažujeme)
$\Delta c_{dur,add}$	redukce minimální krycí vrstvy při použití přídavné ochrany (neuvažujeme)

Pro všechny konstrukce kromě sloupů budou použity pruty o maximálním průměru 14 mm, pro sloupy pruty s průměrem 20 mm. Dosazením do vztahu 8.10 je určena minimální krycí vrstva.

$$c_{min} = \max\{14; 10 + 0 - 0 - 0; 10\} = 14 \text{ mm}$$

respektive pro sloupy

$$c_{min} = \max\{20; 10 + 0 - 0 - 0; 10\} = 20 \text{ mm}$$

a pro třmínky sloupů

$$c_{min} = \max\{6; 10 + 0 - 0 - 0; 10\} = 10 \text{ mm}$$

Dosazením do vztahu 8.09 jsou stanoveny hodnoty krycích vrstev.

$$c_{nom} = 14 + 10 = 24 \text{ mm}$$

respektive pro sloupy

$$c_{nom} = 20 + 10 = 30 \text{ mm}$$

a pro třmínky sloupů

$$c_{nom} = 10 + 10 = 20 \text{ mm}$$

Krycí vrstva pro sloupy je tedy 30 mm, pro třmínky sloupů 20 mm a pro ostatní konstrukce je hodnota zaokrouhlena na 25 mm.

Výpočet minimální kotevní délky

Kotevní délka l_{bd} musí být navržena tak, aby síla v kotveném prutu byla spolehlivě přenesena do kotevní oblasti betonu a to bez vzniku podélných trhlin nebo rozštěpení betonu. Velikost kotevní délky ovlivňují: charakteristika betonu, charakteristika oceli, průměr prutu, jeho povrch (žebírka) a zakončení (háky a smyčky). S kotevní délkou je spojeno také stykování výztuže přesahem. Stykovat by se neměla veškerá výztuž v jednom řezu, musí být dodrženy minimální vzdálenosti mezi pruty a především návrhová délka přesahu, která je úměrná kotevní délce.

$$l_{bd} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{b,rqd} \geq l_{b,min} \quad (8.11)$$

$$l_{b,rqd} = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} \quad (8.12)$$

$$f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} \quad (8.13)$$

kde:

l_{bd}	návrhová kotevní délka
$l_{b,rqd}$	základní požadovaná kotevní délka
α_1	součinitel vyjadřující vliv tvaru prutu při odpovídající krycí vrstvě
α_2	součinitel vyjadřující vliv minimální betonové krycí vrstvy
α_3	součinitel vyjadřující vliv ovinutí příčnou silou
α_4	součinitel vyjadřující vliv jednoho nebo více přivařených prutů
α_5	součinitel vyjadřující vliv tlaku kolmého na rovinu odštěpování betonu
ϕ	průměr prutu
σ_{sd}	návrhové napětí v prutu v místě ukotvení
f_{bd}	mezní napětí soudržnosti v betonu
f_{ctd}	návrhová hodnota pevnosti betonu v tahu
η_1	součinitel závislý na kvalitě podmínek při betonáži ($\eta_1 = 1,0$ pro dobré podmínky, $\eta_1 = 0,7$ pro ostatní případy)
η_2	součinitel závislý na průměru prutu ($\eta_2 = 1,0$ pro $\varnothing \leq 32$ mm, $\eta_2 = (132 - \varnothing)/100$ pro $\varnothing > 32$ mm)

Při konzervativním návrhu, kdy nejsme omezení velikostí kotevní délky lze velikost součinitelů α_1 až α_5 uvažovat rovno 1,0. Dále musí být splněna podmínka pro taženu výztuž

$$l_{b,min} = \max\{0,3l_{b,rqd}; 10\phi; 100 \text{ mm}\} \quad (8.14)$$

a pro tlačnou výztuž

$$l_{b,min} = \max\{0,6l_{b,rqd}; 10\phi; 100 \text{ mm}\} \quad (8.15)$$

Podrobnější informace o výpočtu kotevní délky a stykování výztuže přesahem jsou uvedeny v [EC2]. Výše uvedené vzorce jsou použity pro výpočet kotevních délek, které jsou uvedeny v tabulkách x.xx až x.xx.

Konstrukční zásady – minimální a maximální plocha výztuže

Minimální a maximální plocha výztuže pro železobetonové nosníky a desky je určena následujícími vztahy

$$A_{s,min} = 0,26 \cdot f_{ctm} \cdot b_t \cdot \frac{d}{f_{yk}} \geq 0,0013 \cdot b_t \cdot d \quad (8.16)$$

$$A_{s,max} = 0,04 \cdot A_c \quad (8.17)$$

kde:

$A_{s,min}$	minimální plocha výztuže
$A_{s,max}$	maximální plocha výztuže
f_{ctm}	střední hodnota pevnosti betonu v tahu
d	účinná výška průřezu
b_t	šířka prvku (u desek posuzujeme charakteristický pás 1,0 m široký)
f_{yk}	charakteristická pevnost oceli
A_c	plocha betonu

Konstrukční zásady – minimální světlá a maximální osová vzdálenost výztuže

$$s_{min} = \max(k_1 \cdot \phi; d_g + k_2; 20mm) \quad (8.18)$$

$$s_{max,slabs} = 2 \cdot h \leq 250mm \quad (8.19)$$

kde:

s_{min}	minimální plocha výztuže
$s_{max,slabs}$	maximální plocha výztuže
k_1	= 1,2 podle Národní přílohy k [8]
k_2	= 5 mm podle Národní přílohy k [8]
d_g	maximální velikost zrna kameniva
h	tloušťka desky

Rozdělovací výztuž

V místech kde na sobě neleží výztuž v obou navzájem kolmých směrech je nutno navrhnout rozdělovací výztuž, která stabilizuje hlavní výztuž při betonáži a následně odolává příčným tahům na při zatěžování konstrukce. Tato výztuž se navrhuje jako minimálně 20% plochy výztuže hlavní. Plocha rozdělovací výztuže $A_{sw} = 141 \text{ mm}^2$ (Ø6 á 200 mm) pro všechny průřezy kde je rozdělovací výztuž požadována.

8.1. Deska D1

Návrh a posouzení hlavní nosné výztuže na desce D1									
h	200	mm	f_{cd}	20,00	MPa				
c_{min}	25	mm	f_{yd}	434,78	MPa				
Veličina	m_{Ed}	\emptyset	s	A_s	F_s	d	x	m_{Rd}	Posudek
	[kNm/m]	[mm]	[mm]	[mm ² /m]	[kN/m]	[mm]	[mm]	[kNm/m]	
m_{Edx-}	-57,98	14	150	1026	446	168	27,9	69,98	VYHOVUJE
m_{Edx+}	21,54	10	200	393	171	170	10,7	28,30	VYHOVUJE
m_{Edy-}	-49,26	14	150	1026	446	154	27,9	63,74	VYHOVUJE
m_{Edy+}	23,22	10	200	393	171	160	10,7	26,59	VYHOVUJE

tabulka 8.02

Posouzení konstrukčních zásad hlavní nosné výztuže na desce D1										
Výztuž	A_s	$A_{s,min}$	$A_{s,max}$	ξ	$\xi_{bal,1}$	s	s_{min}	s_{max}	l_{bd}	Posudek
	[mm ²]	[mm ²]	[mm ²]	[-]	[-]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	
m_{Edx-}	1026	253	8000	0,166	0,617	150	35	250	507	VYHOVUJE
m_{Edx+}	393	256	8000	0,063	0,617	200	31	250	362	VYHOVUJE
m_{Edy-}	1026	232	8000	0,181	0,617	150	35	250	507	VYHOVUJE
m_{Edy+}	393	241	8000	0,067	0,617	200	31	250	362	VYHOVUJE

tabulka 8.03

8.2. Deska D2

Návrh a posouzení hlavní nosné výztuže na desce D2									
h	250	mm	f_{cd}	20,00	MPa				
c_{min}	25	mm	f_{yd}	434,78	MPa				
Veličina	m_{Ed}	\emptyset	s	A_s	F_s	d	x	m_{Rd}	Posudek
	[kNm/m]	[mm]	[mm]	[mm ² /m]	[kN/m]	[mm]	[mm]	[kNm/m]	
$m_{Edx,sl-}$	-150,00	14	80	1924	837	218	52,3	164,88	VYHOVUJE
$m_{Edx,stř-}$	-50,00	14	250	616	268	218	16,7	56,57	VYHOVUJE
$m_{Edx,sl+}$	78,33	14	150	1026	446	218	27,9	92,29	VYHOVUJE
$m_{Edx,stř+}$	65,00	14	150	1026	446	218	27,9	92,29	VYHOVUJE
$m_{Edy,sl-}$	-150,00	14	80	1924	837	204	52,3	153,17	VYHOVUJE
$m_{Edy,stř-}$	-40,00	14	250	616	268	204	16,7	52,82	VYHOVUJE
$m_{Edy,sl+}$	75,18	14	150	1026	446	204	27,9	86,05	VYHOVUJE
$m_{Edy,stř+}$	55,00	14	150	1026	446	204	27,9	86,05	VYHOVUJE

tabulka 8.04

Posouzení konstrukčních zásad hlavní nosné výztuže na desce D2										
Výztuž	A_s	$A_{s,min}$	$A_{s,max}$	ξ	$\xi_{bal,1}$	s	s_{min}	s_{max}	l_{bd}	Posudek
	[mm ²]	[mm ²]	[mm ²]	[-]	[-]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	
$m_{Edx,sl-}$	1924	329	10000	0,240	0,617	80	35	250	507	VYHOVUJE
$m_{Edx,stř-}$	616	329	10000	0,077	0,617	250	35	250	507	VYHOVUJE
$m_{Edx,sl+}$	1026	329	10000	0,128	0,617	150	35	250	507	VYHOVUJE
$m_{Edx,stř+}$	1026	329	10000	0,128	0,617	150	35	250	507	VYHOVUJE
$m_{Edy,sl-}$	1924	308	10000	0,256	0,617	80	35	250	507	VYHOVUJE
$m_{Edy,stř-}$	616	308	10000	0,082	0,617	250	35	250	507	VYHOVUJE
$m_{Edy,sl+}$	1026	308	10000	0,137	0,617	150	35	250	507	VYHOVUJE
$m_{Edy,stř+}$	1026	308	10000	0,137	0,617	150	35	250	507	VYHOVUJE

tabulka 8.05

8.3. Deska D3

Návrh a posouzení hlavní nosné výztuže na desce D3									
h	250	mm	f_{cd}	20,00	MPa				
c_{min}	25	mm	f_{yd}	434,78	MPa				
Veličina	m_{Ed} [kNm/m]	\emptyset [mm]	s [mm]	A_s [mm ² /m]	F_s [kN/m]	d [mm]	x [mm]	m_{Rd} [kNm/m]	Posudek
$m_{Edx,sl-}$	-140,00	14	80	1924	837	218	52,3	164,88	VYHOVUJE
$m_{Edx,stř-}$	-35,00	14	250	616	268	218	16,7	56,57	VYHOVUJE
$m_{Edx,sl+}$	52,23	14	250	616	268	218	16,7	56,57	VYHOVUJE
$m_{Edx,stř+}$	45,00	14	250	616	268	218	16,7	56,57	VYHOVUJE
$m_{Edy,sl-}$	-120,00	14	80	1924	837	204	52,3	153,17	VYHOVUJE
$m_{Edy,stř-}$	-45,00	14	250	616	268	204	16,7	52,82	VYHOVUJE
$m_{Edy,sl+}$	51,25	14	250	616	268	204	16,7	52,82	VYHOVUJE
$m_{Edy,stř+}$	40,00	14	250	616	268	204	16,7	52,82	VYHOVUJE

tabulka 8.06

Posouzení konstrukčních zásad hlavní nosné výztuže na desce D3										
Výztuž	A_s [mm ²]	$A_{s,min}$ [mm ²]	$A_{s,max}$ [mm ²]	ξ [-]	$\xi_{bal,1}$ [-]	s [mm]	s_{min} [mm]	s_{max} [mm]	l_{bd} [mm]	Posudek
$m_{Edx,sl-}$	1924	329	10000	0,240	0,617	80	35	250	507	VYHOVUJE
$m_{Edx,stř-}$	616	329	10000	0,077	0,617	250	35	250	507	VYHOVUJE
$m_{Edx,sl+}$	616	329	10000	0,077	0,617	250	35	250	507	VYHOVUJE
$m_{Edx,stř+}$	616	329	10000	0,077	0,617	250	35	250	507	VYHOVUJE
$m_{Edy,sl-}$	1924	308	10000	0,256	0,617	80	35	250	507	VYHOVUJE
$m_{Edy,stř-}$	616	308	10000	0,082	0,617	250	35	250	507	VYHOVUJE
$m_{Edy,sl+}$	616	308	10000	0,082	0,617	250	35	250	507	VYHOVUJE
$m_{Edy,stř+}$	616	308	10000	0,082	0,617	250	35	250	507	VYHOVUJE

tabulka 8.07

8.4. Deska D0

Návrh a posouzení hlavní nosné výztuže na desce D0									
h	350	mm	f_{cd}	20,00	MPa				
c_{min}	25	mm	f_{yd}	434,78	MPa				
Veličina	m_{Ed}	\emptyset	s	A_s	Fs	d	x	m_{Rd}	Posudek
	[kNm/m]	[mm]	[mm]	[mm ² /m]	[kN/m]	[mm]	[mm]	[kNm/m]	
m_{Edx-}	-54,00	12	200	565	246	319	15,4	76,92	VYHOVUJE
m_{Edx+}	12,59	12	200	565	246	319	15,4	76,92	VYHOVUJE
m_{Edy-}	-54,00	12	200	565	246	307	15,4	73,97	VYHOVUJE
m_{Edy+}	16,58	12	200	565	246	307	15,4	73,97	VYHOVUJE

tabulka 8.08

Posouzení konstrukčních zásad hlavní nosné výztuže na desce D0										
Výztuž	A_s	$A_{s,min}$	$A_{s,max}$	ξ	$\xi_{bal,1}$	s	s_{min}	s_{max}	l_{bd}	Posudek
	[mm ²]	[mm ²]	[mm ²]	[-]	[-]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	
m_{Edx-}	565	481	14000	0,048	0,617	200	33	250	435	VYHOVUJE
m_{Edx+}	565	481	14000	0,048	0,617	200	33	250	435	VYHOVUJE
m_{Edy-}	565	463	14000	0,050	0,617	200	33	250	435	VYHOVUJE
m_{Edy+}	565	463	14000	0,050	0,617	200	33	250	435	VYHOVUJE

tabulka 8.09

8.5. Schodiště a podesta

Návrh a posouzení hlavní nosné výztuže na schodišti a jeho podestě									
h	200	mm	f_{cd}	20,00	MPa				
c_{min}	25	mm	f_{yd}	434,78	MPa				
Veličina	m_{Ed}	\emptyset	s	A_s	F_s	d	x	m_{Rd}	Posudek
	[kNm/m]	[mm]	[mm]	[mm ² /m]	[kN/m]	[mm]	[mm]	[kNm/m]	
Ramena schodiště a podesta ve směru x									
m_{Edx-}	-60,00	14	150	1026	446	168	27,9	69,98	VYHOVUJE
m_{Edx+}	30,22	14	200	770	335	168	20,9	53,42	VYHOVUJE
Podesta schodiště ve směru y									
m_{Edy-}	-40,00	14	200	770	335	154	20,9	48,74	VYHOVUJE
m_{Edy+}	30,00	14	200	770	335	154	20,9	48,74	VYHOVUJE

tabulka 8.10

Posouzení konstrukčních zásad hlavní nosné výztuže na schodišti a jeho podestě										
Výztuž	A_s	$A_{s,min}$	$A_{s,max}$	ξ	$\xi_{bal,1}$	s	s_{min}	s_{max}	l_{bd}	Posudek
	[mm ²]	[mm ²]	[mm ²]	[-]	[-]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	
Ramena schodiště a podesta ve směru x										
m_{Edx-}	1026	253	8000	0,166	0,617	150	35	250	507	VYHOVUJE
m_{Edx+}	770	253	8000	0,124	0,617	200	35	250	507	VYHOVUJE
Podesta schodiště ve směru y										
m_{Edy-}	770	232	8000	0,136	0,617	200	35	250	507	VYHOVUJE
m_{Edy+}	770	232	8000	0,136	0,617	200	35	250	507	VYHOVUJE

tabulka 8.11

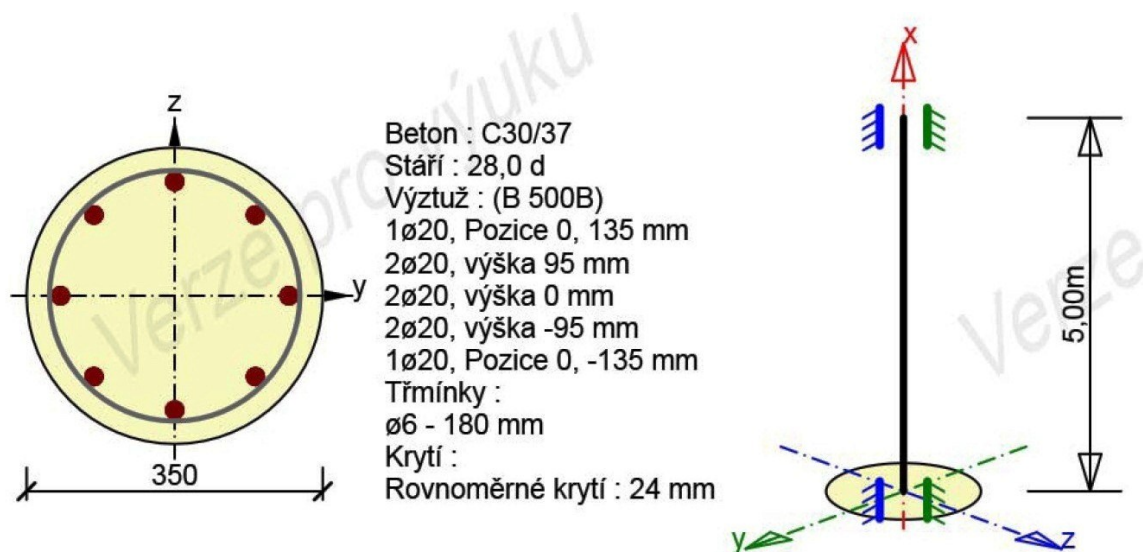
8.6. Nosné sloupy

Posouzení nosných sloupů je provedeno pomocí výpočetního softwaru IDEA RS Beton. Tento program na základě vstupních hodnot vyhodnotí a posoudí navrhovaný sloup včetně zahrnutí účinků druhého řádu a vlivu excentricity podle [8]. Mezi vstupy do programu IDEA RS patří především extrémní kombinace vnitřních sil vznikajících na řešeném prvku. Dalšími vstupy jsou geometrie prvku a výztuže, způsob uložení prvku, materiálové charakteristiky a další.

Všechny tři dimenzované průřezy sloupů byly navrženy o průměru 350 mm s výztuží 8x průměr 20 mm a třmínky průměru 6 mm po 180 mm. Krytí hlavní výztuže je 30 mm, u třmínků pak 24 mm.

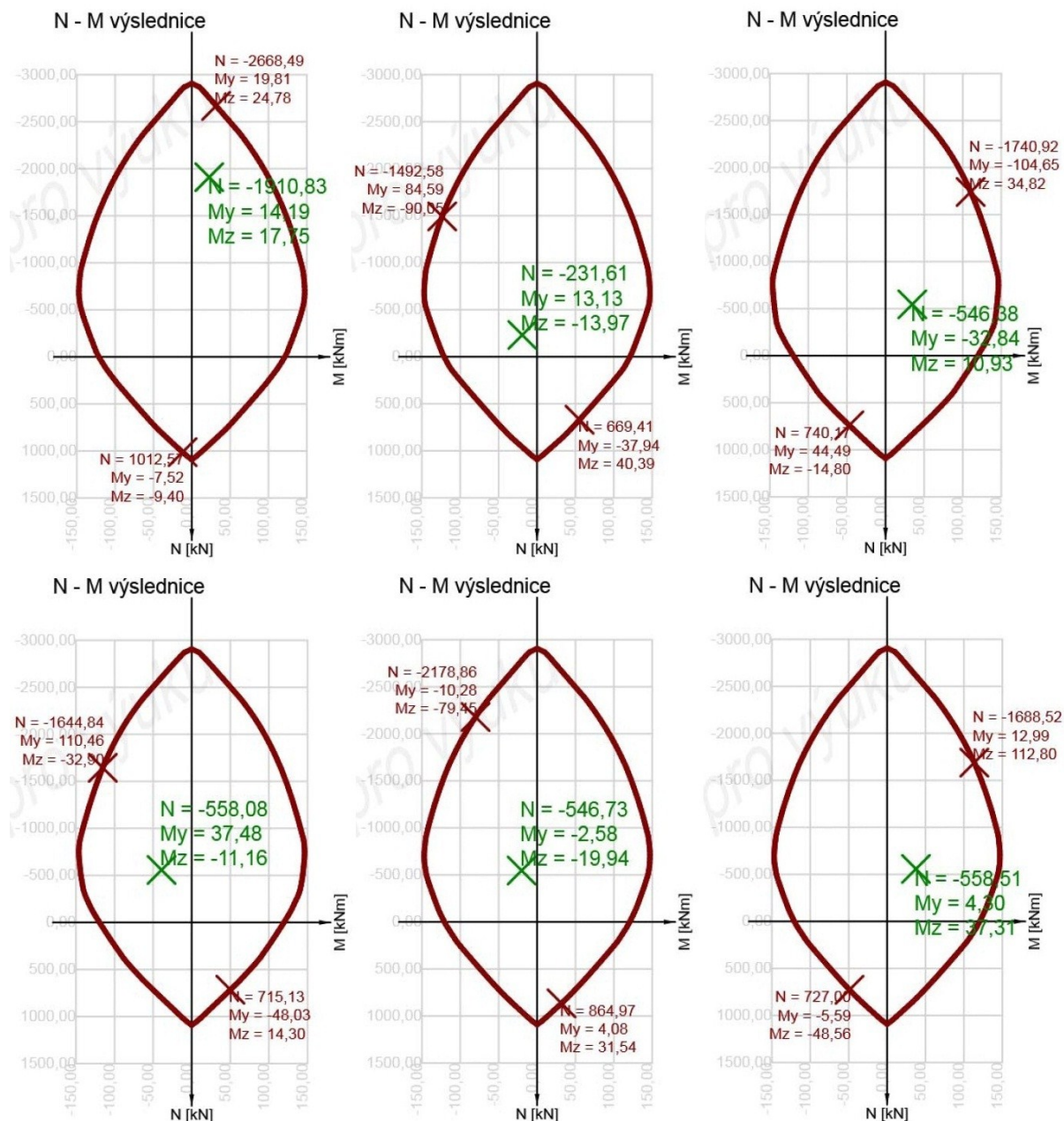
8.6.1. Posudek solupu S1

Geometrie sloupu a výztuže vstup do softwaru IDEA RS



obrázek 8.01

Interakční diagramy posuzující extrémní kombinace vnitřních sil druhého řádu včetně přidané excentricity na sloupu S1. Všechny kombinace zatížení vyhovují únosnosti posuzovaného prvku. Obdobně byly posouzeny i ostatní průřezy sloupů v dimenzované konstrukci.



obrázek 8.02

8.7. Stěny ztužujícího jádra

Tyto stěny je nutné posuzovat jako štíhlé tlačené prvky namáhané ohybovým momentem ve svislém směru (y) a normálovou silou současně podle vzorců 8.20 až 8.33. Výsledné hodnoty pro jednotlivé body jsou uvedeny v tabulce 8.13. Na obrázku 8.03 pak je zobrazen interakční diagram pro současné působení normálové síly a ohybového momentu. Ohybový moment ve vodorovném směru (x) je v ploše stěny zanedbatelný, avšak ve svislých koutech, kde spolu stěny rámově spolupůsobí, vznikají momenty, které již nelze zanedbávat. Proto ve vodorovném směru bude stěna posouzena obdobně jako desky podle vztahů 8.01 až 8.08.

Bod 0 – prostý tlak:

$$N_{Rd0} = -(b \cdot h \cdot \eta \cdot f_{cd} + \Sigma A_s \cdot \sigma_s) \quad (8.20)$$

$$M_{Rd0} = (A_{s2} \cdot z_2 - A_{s1} \cdot z_1) \sigma_s \quad (8.21)$$

Bod 1 – neutrální osa prochází těžištěm první výztuže

$$N_{Rd1} = -(\lambda \cdot b \cdot d \cdot \eta \cdot f_{cd} + F_{s2}) \quad (8.22)$$

$$M_{Rd1} = \lambda \cdot b \cdot d \cdot \eta \cdot f_{cd} \cdot 0,5 \cdot (h - \lambda \cdot d) + F_{s2} \cdot z_2 \quad (8.23)$$

Podmínka:

$$d \geq \xi_{bal,2} \cdot d_2 \quad (8.24)$$

Bod 2 – tlačená část betonu a tažená výztuž

$$N_{Rd,bal} = -(\lambda \cdot \xi_{bal,1} \cdot b \cdot d \cdot \eta \cdot f_{cd} + \Delta F_s) \quad (8.25)$$

$$M_{Rd,bal} = \lambda \cdot \xi_{bal,1} \cdot b \cdot d \cdot \eta \cdot f_{cd} \cdot 0,5 \cdot (h - \lambda \cdot \xi_{bal,1} \cdot d) + F_{s1} \cdot z_1 + F_{s2} \cdot z_2 \quad (8.26)$$

Podmínka:

$$\xi_{bal,1} d \geq \xi_{bal,2} d_2 \quad (8.27)$$

Bod 3 – prostý ohyb

$$x = \frac{A_{s1} \cdot f_{yd}}{0,8 \cdot b \cdot f_{cd}} = 0,018 \text{ m} \quad (8.28)$$

$$M_{Rd} = A_{s1} \cdot f_{yd} \cdot \left(d - \frac{\lambda}{2} x \right) \quad (8.29)$$

Bod 4 – neutrální osa prochází těžištěm druhé výztuže

$$N_{Rdt,bal} = F_{s1} \quad (8.30)$$

$$M_{Rdt,bal} = F_{s1} \cdot z_1 \quad (8.31)$$

Bod 5 – neutrální osa prochází těžištěm obou výztuží – prostý tah

$$N_{Rdt0} = F_{s1} + F_{s2} \quad (8.32)$$

$$M_{Rdt0} = F_{s1} \cdot z_1 + F_{s2} \cdot z_2 \quad (8.33)$$

Navrhovaná výztuž jak pro svislý tak pro vodorovný směr je Ø 12 mm po 200 mm. Krycí vrstva pro svislý směr je 25 mm. Posouzení na prostý ohyb v obou směrech je uvedeno v tabulce 8.12.

Návrh a posouzení svislé a vodorovné výztuže ve stěnách ztužujícího jádra									
h	250	mm		f _{cd}	20,00	MPa			
c _{min}	25	mm		f _{yd}	434,78	MPa			
Veličina	m _{Ed}	Ø	s	A _s	F _s	d	x	m _{Rd}	Posudek
	[kNm/m]	[mm]	[mm]	[mm ² /m]	[kN/m]	[mm]	[mm]	[kNm/m]	
Podesta schodiště ve směru y									
m _{Edy}	25,00	12	200	565	246	219	15,4	52,33	VYHOVUJE
m _{Edx}	25,00	12	200	565	246	207	15,4	49,38	VYHOVUJE

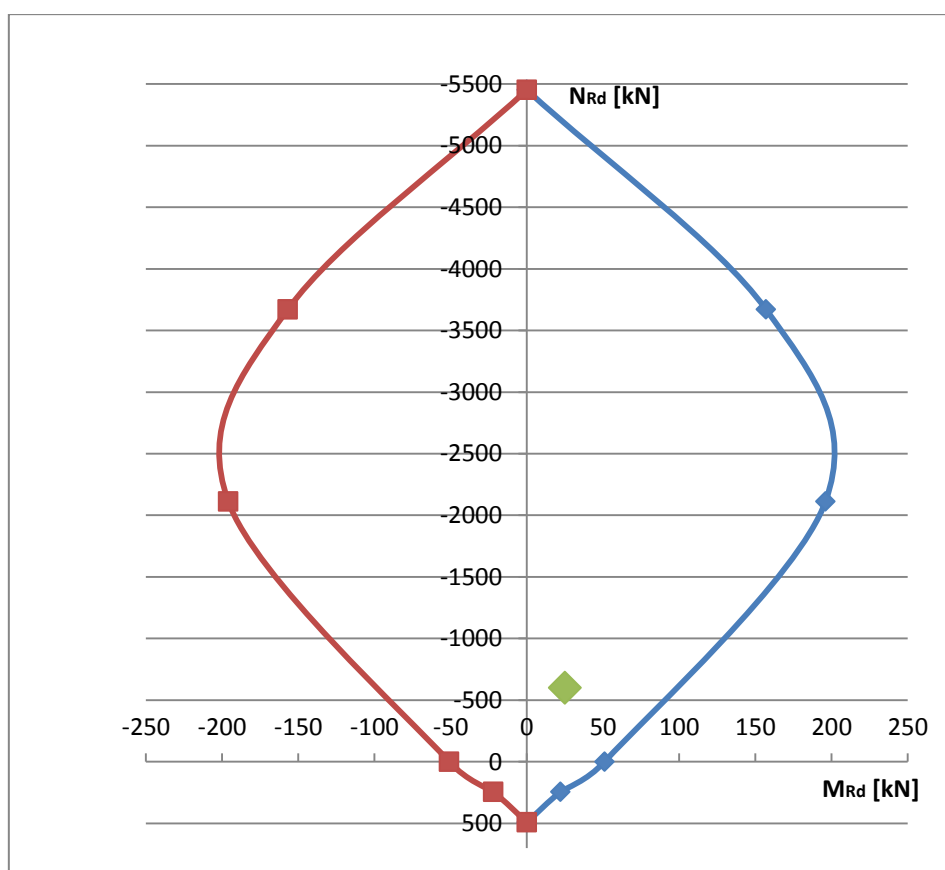
tabulka 8.12

Vnitřní síly na mezi únosnosti pro jednotlivé body interakčního diagramu jsou vypočteny v tabulkovém procesoru Microsoft excel na základě výše uvedených vztahů a jsou uvedeny v tabulce 8.13.

Výpočet vnitřních sil na mezi únosnosti N/M				
		Bod	$N_{Rd,i}$	$M_{Rd,i}$
b	1000 mm	0	-5452	0
h	250 mm	1	-3670	157
d	219 mm	2	-2112	196
d'	31 mm	3	0	51
A_s	565 mm ²	4	246	22
f_{ck}	30 MPa	5	492	0
f_{yk}	500 MPa	x	-600	25

tabulka 8.13

Na interakčním diagramu ohybového momentu a normálové síly je vidět, že posuzovaná kombinace vnitřních sil ($N_{Rd} = -600$ kN, $M_{Rd} = 25$ kNm) se nenachází za mezí únosnosti a posuzovaný prvek tedy vyhoví.



obrázek 8.03

8.8. Základové stěny

Výztuž v základových stěnách je navržena na ohybový moment ve směru z. Jako dimenzační hodnota je bráno v úvahu maximum z m_{Edz-} a m_{Edz+} . Tato výztuž je pak navržena svisle při obou okrajích stěny a kotvena do desek D0 a D1 tak aby umožnila rámové působení. V podélném směru je navržena pouze rozdělovací výztuž.

Návrh a posouzení výztuže v základových stěnách									
h	200	mm	f_{cd}	20,00	MPa				
c_{min}	25	mm	f_{yd}	434,78	MPa				
Veličina	m_{Ed}	\emptyset	s	A_s	F_s	d	x	m_{Rd}	Posudek
	[kNm/m]	[mm]	[mm]	[mm ² /m]	[kN/m]	[mm]	[mm]	[kNm/m]	
m_{Edz}	30,00	12	250	452	197	169	12,3	32,27	VYHOVUJE

tabulka 8.14

Posouzení konstrukčních zásad výztuže v základových stěnách										
Výztuž	A _s [mm ²]	A _{s,min} [mm ²]	A _{s,max} [mm ²]	ξ [-]	ξ _{bal,1} [-]	s [mm]	s _{min} [mm]	s _{max} [mm]	l _{bd} [mm]	Posudek
m _{Edz}	452	255	8000	0,073	0,617	250	33	250	435	VYHOVUJE

tabulka 8.15

8.9. Protlačení lokálně podepřených desek

Nejprve je nutné posoudit, zda deska vydrží smyková napětí v líci sloupu, tedy že návrhové napětí v líci podpory v_{Ed} je menší než maximální smyková odolnost $v_{Rd,max}$.

$$v_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{u_c \cdot d_{eff}} \quad (9.01)$$

kde:

V_{Ed} dimenzační posouvající síla v okolí sloupu

d_{eff} průměrná účinná výška desky $(d_x + d_y)/2$

u_c kontrolovaný obvod v líci sloupu

$$v_{Rd,max} = 0,5v f_{cd} \quad (9.02)$$

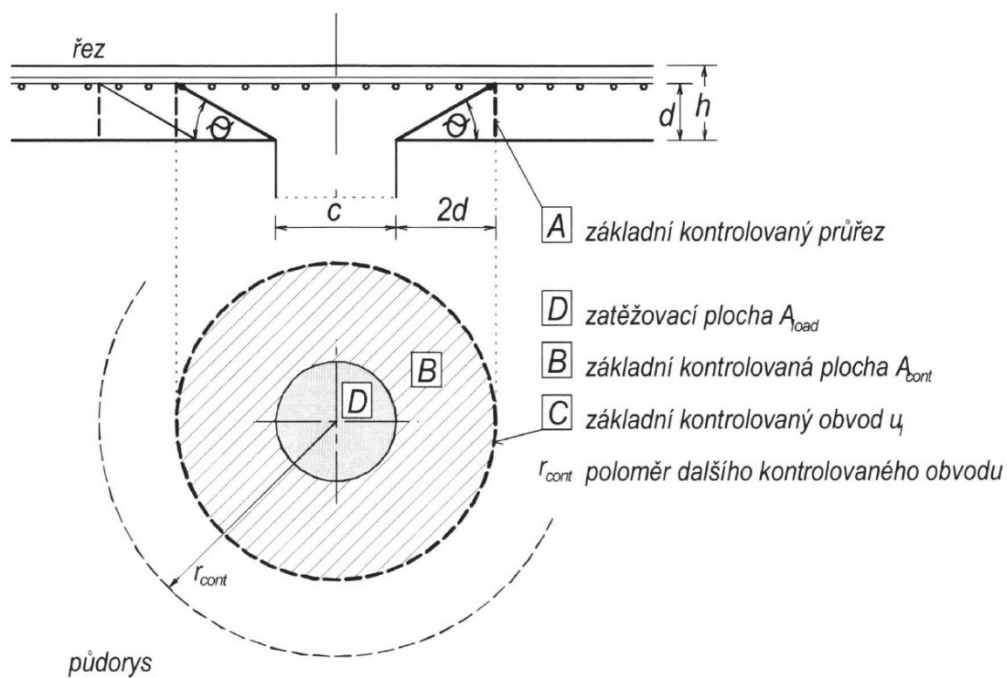
$$v = 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) \quad (9.03)$$

kde:

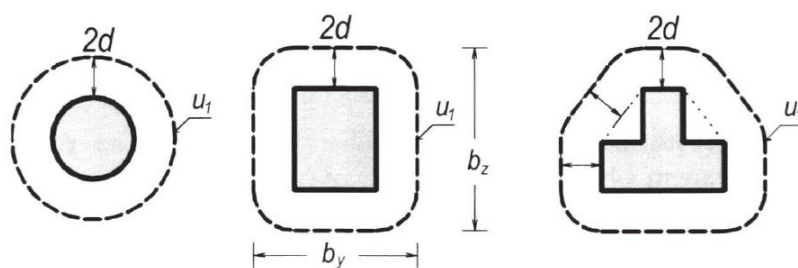
f_{cd} návrhová pevnost betonu v tlaku

f_{ck} charakteristická pevnost betonu v tlaku

Dále je potřebné ověřit možnost, že smyková napětí v okolí podpory (sloupu) přenesou samotný beton. Tedy v_{Ed} je menší než $v_{Rd,c}$. Toto posouzení se provádí pro základní kontrolovaný obvod u_l , který se nachází ve vzdálenosti $2d_{eff}$ od líce podpory a je volen tak, aby jeho délka byla nejkratší možná.



obrázek 9.01



obrázek 9.02

$$v_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{u_1 \cdot d_{eff}} \quad (9.04)$$

$$v_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} k (100 \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} \quad (9.05)$$

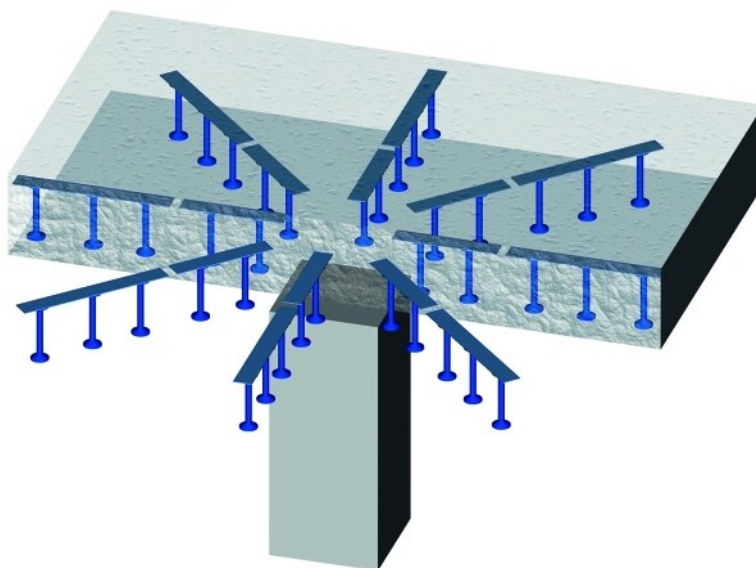
$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d_{eff}}} \leq 2,0 \quad (9.06)$$

$$\rho_l = \sqrt{\rho_{lx} \cdot \rho_{ly}} \leq 2,0 \quad (9.07)$$

kde:

- u_1 kontrolovaný obvod ve vzdálenost $2d_{eff}$ od líce sloupu
 ρ_{lx} průměrný stupeň vyztužení desky ve směru x v šířce $3d_{eff}$ od líce sloupu
 ρ_{ly} průměrný stupeň vyztužení desky ve směru y v šířce $3d_{eff}$ od líce sloupu

V případě, že v základním kontrolovaném obvodu samotný beton smyková napětí nepřenese, musíme navrhnout smykovou výztuž. V případě lokálně podepřené desky, kde nejsou navrženy ohyby, jenž by určitou část smykových napětí přenesly je nejjednodušší navrhnout výztuž v podobě smykových lišt zobrazených na obrázku 9.03. Tyto lišty jsou vyráběny v nepřeberné škále rozměrových provedení (\emptyset trnu, délka trnu, osová vzdálenost). Manipulace s lištami je velmi jednoduchá, lišta se umístí mezi již provedenou hlavní výztuž a její poloha se stabilizuje vázacím drátem.



obrázek 9.03

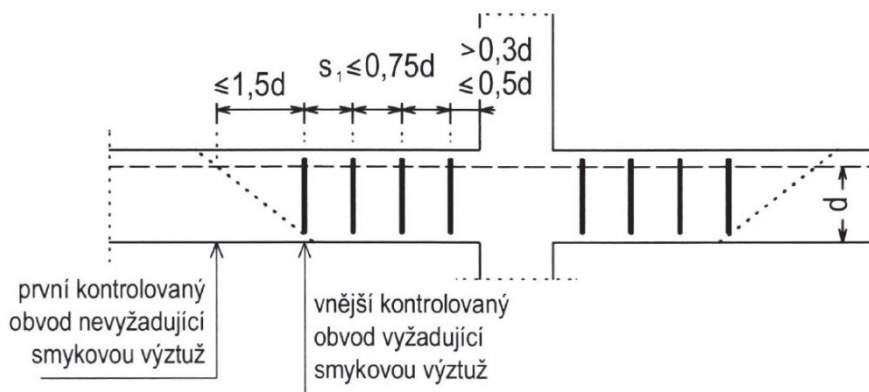
Nejprve je nutné vypočítat obvod, kde se již nepožaduje smyková výztuž a beton je schopen smyková namáhání přenést sám. Tento obvod je nazván u_{out} a vypočteme jej podle následujícího vzorce.

$$u_{out} = \frac{\beta V_{Ed}}{v_{Rd,c} \cdot d_{eff}} \quad (9.08)$$

kde:

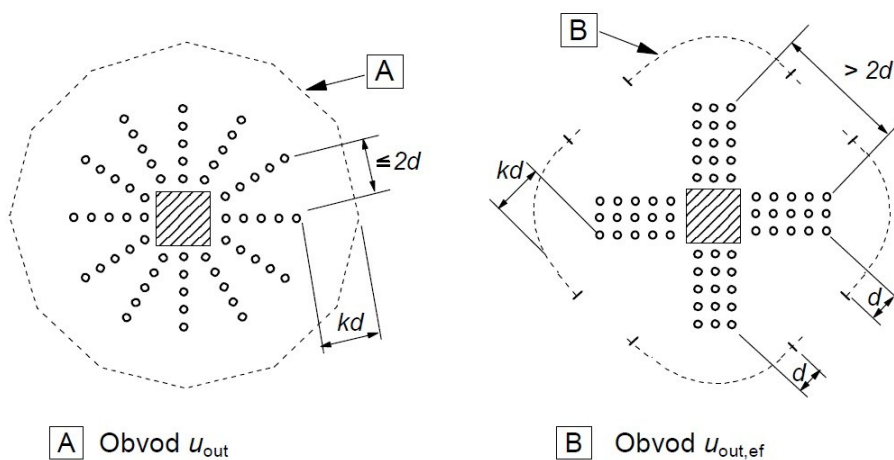
- β součinitel, pro střední sloup lze použít hodnotu 1,15 podle [8]

Do tohoto průměru se navrhne smyková výztuž podle konstrukčních zásad, jenž jsou zobrazeny na obrázku 9.04.



obrázek 9.04

Možnosti půdorysného uspořádání smykové výztuže je uvedeno na obrázku 9.05. Výztuž umístíme minimálně do vzdálenosti $k \cdot d_{eff}$ uvnitř obvodu u_{out} . Doporučená velikost součinitele k je uvedena v národní příloze k [8] a to $k = 1,5$.



obrázek 9.05

Pro každý obvod, ve kterém je umístěna výztuž, se vypočte smykové napětí od reakce sloupu podle vztahu 9.04 a únosnost betonu včetně smykové výztuže podle vztahu 9.05. Výztuž musí být navržena tak, aby nejen splňovala výše uvedené konstrukční zásady, ale také aby v každém obvodu smyková únosnost betonu včetně výztuže $v_{Rd,cs,i}$ byla vyšší než smykové napětí $v_{Ed,i}$.

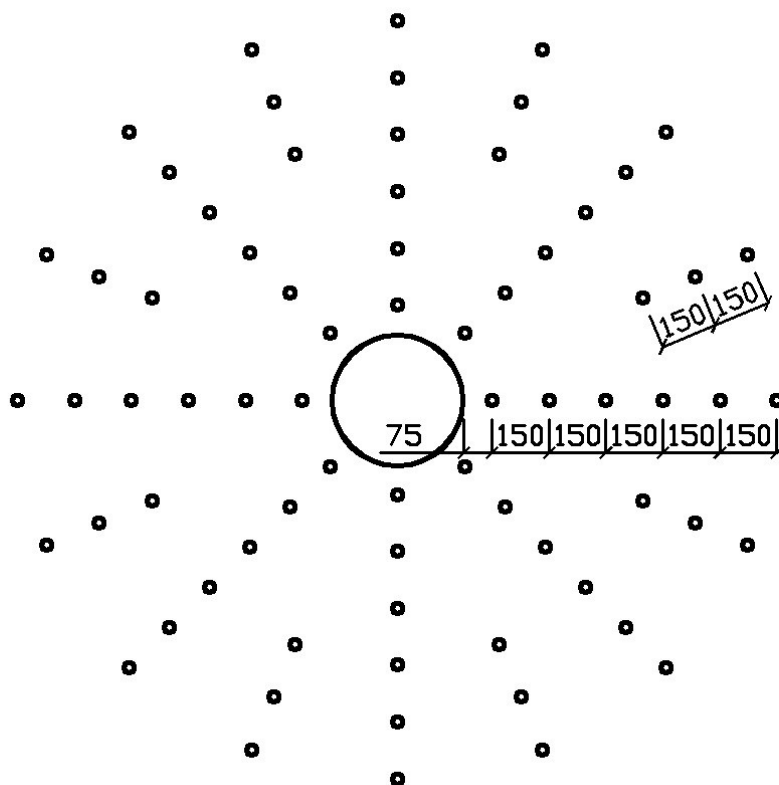
$$v_{Rd,cs} = 0,75 v_{Rd,c} + 1,5 \left(\frac{d_{eff}}{s_r} \right) \cdot A_{sw} \cdot f_{ywd,eff} \cdot \left(\frac{1}{u \cdot d_{eff}} \right) \cdot \sin \alpha \quad (9.09)$$

$$f_{ywd,eff} = 250 + 0,25 d_{eff} \leq f_{ywd} \quad (9.10)$$

kde:

s_r	radiální vzdálenost smykové výztuže
A_{sw}	plocha výztuže v kontrolovaných obvodech
f_{ywd}	návrhová pevnost smykové výztuže
α	úhel který svírá výztuž s rovinou desky (90°)

V případě, že jsou splněny výše uvedené podmínky, deska na protlačení vyhoví. Návrh a posouzení smykové výztuže pro desku D2 je provedeno v tabulkách 9.01 a 9.02. Geometrie této výztuže je pak zobrazena na obrázku 9.06.



obrázek 9.06

Ověření únosnosti lokálně podepřené desky na protlačení		
c	350 mm	průměr sloupu
d _x	223 mm	účinná výška průřezu, směr X
d _y	209 mm	účinná výška průřezu, směr Y
d _{eff}	216 mm	průměrná účinná výška desky
β	1,150	
V _{Ed}	1047,6 kN	návrhová síla
f _{ck}	30 MPa	charakteristická pevnost betonu v tlaku
γ _c	1,5	součinitel spolehlivosti pro beton
f _{cd}	20,0 MPa	návrhová pevnost betonu v tlaku
f _{ywk}	500 MPa	charakteristická pevnost oceli v tahu
f _{ywd}	435 MPa	návrhová pevnost oceli v tahu
A _{sx}	1924 mm ² /m	plocha výztuže ve směru X
A _{sy}	1924 mm ² /m	plocha výztuže ve směru Y
h _s	250 mm	tloušťka desky
Ověření únosnosti na líci sloupu		
u _c	1100 mm	obvod v líci podpory
v _{Ed}	5,072 MPa	
v	0,528	
v _{Rd,max}	5,280 MPa	maximální hodnota únosnosti ve smyku
Posudek:	Vyhovuje	
Ověření únosnosti na základním kontrolovaném obvodu		
u ₁	3814 mm	obvod základního kontrolovaného obvodu
v _{Ed}	1,462 MPa	
ρ _x	0,008	stupeň vyztužení
ρ _y	0,008	stupeň vyztužení
ρ	0,008	průměrný stupeň vyztužení
k	1,962	
v _{Rd,c}	0,670 MPa	
Posudek:	NUTNO DOPLNIT SMYKOVOU VÝZTUŽ	

tabulka 9.01

Ověření únosnosti smykové výztuže						
$u_{out,ef}$	8318 mm			0,3 d	65 mm	
$a_{out,ef}$	1324 mm			0,5 d	108 mm	
				0,75 d	162 mm	
$f_{ywd,eff}$	435 MPa			1,5 d	324 mm	
$s_{r,i}$	150 mm					
i	1	2	3	4	5	6
a_i	250	400	550	700	850	1000
\emptyset_s	14	14	14	14	14	14
n_s	8	8	8	16	16	16
$A_{s,i}$	1232	1232	1232	2463	2463	2463
u_i	1571	2513	3456	4398	5341	6283
$s_{t,i}/d$	0,9	1,5	2,0	1,3	1,5	1,8
$v_{Ed,i}$	3,551	2,219	1,614	1,268	1,044	0,888
$v_{Rd,cs,i}$	3,912	2,633	2,052	2,938	2,508	2,207
Posudek	OK	OK	OK	OK	OK	OK

tabulka 9.02

Takto navržená smyková výztuž je umístěna nejen okolo sloupů, ale také konzervativně v okolí rohů stěn ztužujícího jádra.

9. POSOUZENÍ ŽB PRVKŮ NA MSP

9.1. Posouzení limitního průhybu na lokálně podepřené desce

Mezní stav přetvoření může být posuzován buď omezením poměru rozpětí k výšce prvku, nebo porovnáním vypočteného průhybu s mezní hodnotou. Při dodržení následujících podmínek lze od výpočtu průhybu upustit. Pokud je splněna podmínka, že skutečný poměr l/d je menší než limitní poměr l/d , nemusí se průhyb dále posuzovat, neboť lze předpokládat, že nadměrné průhyby za běžných podmínek nenastanou. Při tomto posudku se má uvažovat u lokálně podepřených desek delší z obou rozpětí [8].

Limitní poměr l/d

$$\frac{l}{d} = K \left[11 + 1,5\sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_0}{\rho} + 3,2\sqrt{f_{ck}} \left(\frac{\rho_0}{\rho} - 1 \right)^{3/2} \right] \quad (9.01)$$

kde:

l	rozpětí posuzovaného prvku
d	účinná výška průřezu
K	součinitel zohledňující druh konstrukce (lokálně podepřená deska $K = 1,2$)
f_{ck}	charakteristická hodnota pevnosti betonu v tlaku
ρ_0	referenční stupeň vyztužení ($\rho_0 = (f_{ck})^{0,5} \cdot 10^{-3}$)
ρ	požadovaný (skutečný) stupeň vyztužení

Skutečný poměr $l/d = 7200/204 = 35,3$

Limitní poměr l/d je potom určen dosazením do vztahu 9.01

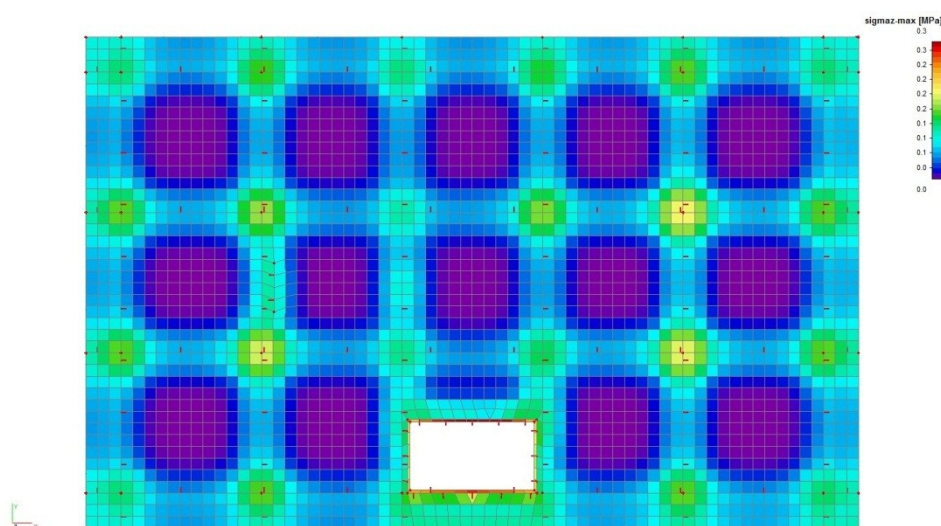
$$\frac{l}{d} = 1,2 \left[11 + 1,5\sqrt{30} \frac{0,00548}{0,00246} + 3,2\sqrt{30} \left(\frac{0,00548}{0,00246} - 1 \right)^{3/2} \right] = 63,7$$

Je tedy patrné, že skutečný poměr $l/d = 35,3$ je menší než limitní poměr $l/d = 63,7$ a tedy není dále nutné průhyb počítat.

10. ZALOŽENÍ OBJEKTU

Základ objektu je navržen jako nízká krabicová deska. Tato varianta je vhodná pro řešení složitých základových podmínek, jako jsou například nerovnoměrné sedání či poddolované území. Při navrhování je základ v softwaru Scia Engineer 2009 namodelován na Pasternakově modelu základové půdy. Základ je tvořen deskami D0, D1 a základovými stěnami, mezi kterými se uvažuje rámové působení. Železobetonové desky jsou posouzeny klasickým způsobem, podle [8] viz kapitola 8. Tento základ je poměrně předimenzovaný a jistě by byl schopen unést vícepodlažní budovu.

Chování konstrukce v základové spáře se odvíjí od tuhosti podloží. V 3D modelu je zvolena hodnota tuhosti taková, aby reprezentovala nejběžnější typy základových půd, tedy hlinité půdy, středně ulehle štěrky a písky. Změna tuhosti podloží nemá prakticky žádný vliv na vnitřní síly v nadzemní části konstrukce, pouze se mění kontaktní napětí v základové spáře. Toto napětí je ovšem velmi malé díky velké ploše tohoto typu základu. Grafický výstup kontaktního napětí je uveden na obrázku 10.01. Z obrázku je patrné že nejvyšší hodnoty kontaktního napětí jsou okolo 200 kPa, což je hodnota kterou jsou běžné typy základových půd schopny s přehledem přenést.



obrázek 10.01

11. ZÁVĚR

V této diplomové práci je komplexně navržena železobetonová nosná konstrukce budovy, která má být využívána jako autosalon. Dispoziční řešení a celková geometrie stavby jsou navrhovány tak, aby vyhovovaly provozním požadavkům autosalonu. Navržená konstrukce splňuje požadavky platných norem a je navržena maximálně progresivně.

12. SEZNAMY

12.1. Literatura

- [1] HELA. R., ŠRŮMA, V. a kolektiv: *Pohledový beton, ČBS TP03*. Praha: ČBS, 2009.
- [2] ŠMEJKAL, J.: *Železobetonové konstrukce I*. Plzeň: FS, 2010.
- [3] TIPKA, M., NOVÁK, J.: *Analýza metod výpočtu železobetonových lokálně podepřených desek*. Praha: FAST, ČVUT, 2011.

12.2. Normy

- [4] ČSN EN 1990 (Eurokód 0). *Zásady navrhování konstrukcí*. Praha: ČNI, 2004.
- [5] ČSN EN 1991-1-1 (Eurokód 1). *Zatížení konstrukcí - Část 1-1: Obecná zatížení - Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení staveb*. Praha: ČNI, 2004.
- [6] ČSN EN 1991-3 (Eurokód 1). *Zatížení konstrukcí - Část 1-3: Obecná zatížení - Zatížení sněhem*. Praha: ČNI, 2006.
- [7] ČSN EN 1991-1-4 (Eurokód 1). *Zatížení konstrukcí - Část 1-4: Obecná zatížení - Zatížení větrem*. Praha: ČNI, 2007.
- [8] ČSN EN 1992-1-1 (Eurokód 2). *Navrhování betonových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby*. Praha: ČNI, 2011.
- [9] ČSN 731201: *Navrhování betonových konstrukcí*. Praha : ČNI, 2010.

12.3. Seznam výkresů

Č. výkresu	Název výkresu	Měřítko	Formát
01	Půdorys 1. NP – studie	1:100	4xA4
02	Půdorys 2. NP – studie	1:100	4xA4
03	Řezy A-A' B-B' - studie	1:100	4xA4
04	Výkres tvaru základové desky – D0	1:100	4xA4
05	Výkres tvaru desky podlahy v 1. NP – D1	1:100	4xA4
06	Výkres tvaru stropu nad 1. NP – D2	1:100	4xA4
07	Výkres tvaru stropu nad 2. NP – D3	1:100	4xA4
08	Výkres spodní výztuže stropu nad 1. NP – D2	1:100	8xA4
09	Výkres horní výztuže stropu nad 1. NP – D2	1:100	8xA4
10	Výkres spodní výztuže stropu nad 2. NP – D3	1:100	8xA4
11	Výkres horní výztuže stropu nad 2. NP – D3	1:100	8xA4
12	Výkres tvaru a výztuže nosných sloupů	1:25	4xA4
13	Výkres tvaru a výztuže schodiště	1:50	4xA4